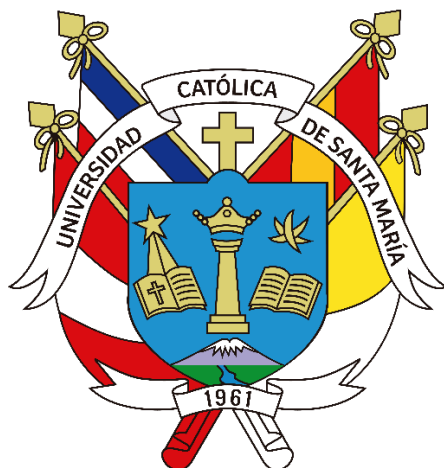


Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**RIESGO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL PUENTE SAN MARTÍN EN LA
CIUDAD DE AREQUIPA - 2022**

Tesis presentada por el Bachiller:

Medina Yauri, Diego Fabián

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Asesor (a):

Mg. Chávez Vega, Oscar Félix

Arequipa – Perú

2022

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INGENIERIA CIVIL

TITULACIÓN CON TESIS

DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 16 de Octubre del 2022

Dictamen: 003601-C-EPIC-2022

Visto el borrador del expediente 003601, presentado por:

2015701331 - MEDINA YAURI DIEGO FABIAN

Titulado:

**RIESGO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL PUENTE SAN MARTÍN EN LA CIUDAD DE AREQUIPA
- 2022**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

**1783 - HIDALGO VALDIVIA ALEJANDRO VICTOR
DICTAMINADOR**



**1950 - ARROYO AMBIA ARTURO FELIX
DICTAMINADOR**



**7996 - NORIEGA AQUISE GUILLERMO YOREL
DICTAMINADOR**



Dedicatoria

Dedicado a mi abuelito Abel Yauri, quien siempre soñó con ver a sus nietos profesionales.

Ahora lo verás desde el cielo.

¡Lo logramos abuelito!



Agradecimiento



A mis padres, Maritza y Guido.

Por su constante apoyo y motivación, ya que sin ellos no hubiera sido posible la culminación de esta etapa de mi vida.

A Daniela

Tu compañía, paciencia y amor incondicional todos estos años fueron muy importantes para lograr todo esto.

RESUMEN

El puente San Martín es una importante estructura vial ubicada en la ciudad de Arequipa. En los últimos años, se observó que durante épocas de lluvia se cerraron varios puentes de la ciudad, siendo el cierre más reciente en el año 2012. El motivo de cierre de los puentes era debido al incremento de caudal en el río Chili, esto nos permitió reconocer que el río es uno de los principales riesgos o peligros para el puente San Martín. La identificación de este peligro significó la iniciativa para esta investigación, ya que realizar un análisis del riesgo hidrológico e hidráulico permitirá conocer la situación actual del puente y a que peligros se encuentra expuesto.

Para el desarrollo de la investigación inicialmente se realizó un análisis hidrológico exhaustivo, para el cual se contó con los datos de caudales máximos anuales del río, esta información fue posible recopilarla debido a que la cuenca Quilca-Chili es una cuenca aforada. Se realizó un análisis estadístico que nos permitió el cálculo de los caudales para distintos escenarios planteados basándonos en la normativa peruana vigente.

En cuanto al estudio del puente, fue necesario la realización de estudios previos como un levantamiento topográfico, estudio de suelos y el uso software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) para poder realizar un modelo hidráulico que represente la realidad lo más exacto posible. Esto con el fin de identificar los peligros a los que podría estar expuesto el puente, tales como la inundación y socavación de los estribos.

El objetivo principal de la investigación es determinar el riesgo hidrológico e hidráulico del Puente San Martín, para esto se realizó una adaptación de los parámetros planteados por INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil) y una adaptación de las herramientas que propone la guía del PMBOK (Project Management Institute) en su acápite de gestión de riesgos.

Palabras clave: hidrología, hidráulica fluvial, modelo hidráulico, puentes, riesgos, socavación, inundación.

ABSTRACT

San Martín Bridge is an important road structure located in the city of Arequipa. In recent years, it was observed that during rainy seasons several bridges in the city were closed, the most recent closure being in 2012. The reason for the closure of the bridges was due to the increase in flow in the Chili River, this allowed us to recognize that the river is one of the main risks or dangers for San Martín bridge. The identification of this danger meant the initiative for this research, since carrying out an analysis of the hydrological and hydraulic risk will allow to know the current situation of the bridge and to which dangers it is exposed.

For the development of the research initially an exhaustive hydrological analysis was carried out, for which we worked with the data of maximum annual flows of the river, this information was possible to collect because the Quilca-Chili basin is gauged. A statistical analysis was carried out that allowed us to calculate the flows for different proposed scenarios based on current Peruvian regulations.

As for the study of the bridge, it was necessary to carry out previous studies such as a topographic survey, soil study and the use of HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) software to be able to make a hydraulic model that represents reality as accurately as possible. This in order to identify hazards to which the bridge could be exposed, such as flooding and scour of the abutments.

The main objective of the research is to determine the hydrological and hydraulic risk of the San Martín Bridge, for this an adaptation of the parameters proposed by INDECI (National Institute of Civil Defense) and an adaptation of the tools proposed by the PMBOK (Project Management Institute) in its risk management section was carried out.

Keywords: hydrology, river hydraulics, hydraulic model, bridges, risks, scour, flooding.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	v
ABSTRACT	vi
CAPÍTULO I	1
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1. Problemática de la investigación	2
1.2. Justificación de la investigación	4
1.2.1. Justificación ambiental	4
1.2.2. Justificación social	5
1.2.3. Justificación económica	5
1.2.4. Justificación tecnológica	5
1.2.5. Justificación institucional	5
1.3. Objetivos	6
1.3.1. Objetivo principal	6
1.3.2. Objetivo secundario	6
1.4. Alcances y limitaciones	7
1.5. Hipótesis	7
2. FUNDAMENTO TEÓRICO	8
2.1. Antecedentes	8
2.2. Bases conceptuales	9
2.2.1. Puentes	9
2.2.2. Medio ambiente	11
2.3. Análisis de riesgo	11
2.3.1. Evento extremo	11
2.3.2. Peligro	11
2.3.3. Vulnerabilidad	11
2.3.4. Riesgo	11

2.3.5.	Escenario de riesgo	12
2.3.6.	Metodología para determinar el riesgo	12
2.3.7.	Tolerabilidad al riesgo	12
2.4.	Hidrología	12
2.4.1.	Cuencas hidrológicas	12
2.4.2.	Probabilidad y métodos probabilísticos.....	14
2.4.3.	Teoría de avenidas	15
2.4.4.	Periodo de retorno	15
2.4.5.	Distribución de valores extremos	16
2.4.6.	Análisis de frecuencia.....	16
2.4.7.	Modelos de distribución empíricos.....	17
2.4.8.	Modelos de distribución teóricos.....	19
2.4.9.	Pruebas de bondad de ajuste.....	22
2.4.10.	Estimación de caudales.....	23
2.5.	Hidráulica.....	24
2.5.1.	Canales abiertos	24
2.5.2.	Tipo de flujo	25
2.5.3.	Rugosidad en canales naturales	27
2.5.4.	Velocidad en canales naturales.....	28
2.5.5.	Pendiente en cauces naturales.....	29
2.5.6.	Ecuación de la energía	30
2.5.7.	Gálibo o altura libre	31
2.6.	Socavación	32
2.6.1.	Definición	32
2.6.2.	Transporte de sedimentos	32
2.6.3.	Tipo de socavación	33
2.7.	Marco normativo.....	37

3.	METODOLOGÍA PROPUESTA	38
3.1.	Tipo y nivel de investigación	38
3.1.1.	Tipo de investigación	38
3.1.2.	Nivel de investigación	38
3.2.	Variables	38
3.2.1.	Variables independientes	38
3.2.2.	Variables dependientes	38
3.3.	Método de investigación	39
3.3.1.	Área de estudio	39
3.3.2.	Materiales y equipos	47
3.3.3.	Recolección de datos	50
3.3.4.	Procesamiento de la información	53
4.	ANÁLISIS HIDROLÓGICO	59
4.1.	Caracterización de la cuenca Quilca Chili	59
4.1.1.	Ubicación	59
4.1.2.	Hidrografía	61
4.1.3.	Recursos hídricos	64
4.1.4.	Uso de recursos hídricos	66
4.2.	Serie de caudales máximos anuales	67
4.3.	Análisis de consistencia	69
4.4.	Análisis de frecuencia de probabilidades	70
4.4.1.	Funciones de distribución empíricas	70
4.4.2.	Funciones de distribución teórica	74
4.5.	Prueba de bondad de ajuste	90
4.6.	Periodos de retorno	92
4.7.	Estimación de caudales	95
5.	ANÁLISIS HIDRÁULICO	99

5.1.	Levantamiento y procesamiento topográfico.....	100
5.1.1.	Levantamiento topográfico.....	100
5.1.2.	Procesamiento con software Autodesk Civil 3D.....	102
5.2.	Modelamiento geométrico del cauce.....	104
5.2.1.	Creación geometría del cauce.....	104
5.2.2.	Parámetro de rugosidad “n” de Manning	109
5.3.	Parámetros hidráulicos de secciones transversales	115
5.4.	Modelamiento geométrico del puente.....	116
5.4.1.	Localización del puente.....	116
5.4.2.	Geometría del puente.....	118
5.5.	Parámetros hidrológicos del cauce	119
5.6.	Resultados del modelo en HEC-RAS	121
5.6.1.	Escenario 1	123
5.6.2.	Escenario 2	124
5.6.3.	Escenario 3	125
5.6.4.	Escenario 4	126
5.6.5.	Escenario 5	128
5.6.6.	Escenario 6	129
5.6.7.	Escenario 7	130
6.	ANÁLISIS SOCAVACIÓN EN EL PUENTE SAN MARTÍN	132
6.1.	Estudio de suelos	133
6.1.1.	Granulometría.....	136
6.1.2.	Contenido de humedad	140
6.1.3.	Peso específico	140
6.2.	Velocidad erosiva	142
6.2.1.	Clasificación	142
6.2.2.	Métodos de cálculo.....	143

6.2.3.	Cálculo del tipo de socavación	144
6.3.	Socavación general	147
6.3.1.	Método Lischtvan-Levedeiev	147
6.4.	Socavación transversal.....	151
6.4.1.	Método de Straubb	151
6.5.	Socavación local en estribos	152
6.5.1.	Método de Field.....	152
6.5.2.	Método de Liu y Alia	156
6.5.3.	Método de Artamonov.....	157
6.5.4.	Método de Froelich.....	163
6.5.5.	Comparación métodos de socavación local en estribos.....	166
6.6.	Socavación potencial total	167
7.	ANÁLISIS DEL RIESGO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.....	169
7.1.	Riesgos ambientales.....	169
7.1.1.	Identificación riesgos ambientales.....	169
7.1.2.	Análisis cualitativo de riesgos ambientales	171
7.2.	Riesgos físicos	173
7.2.1.	Identificación de riesgos físicos	173
7.2.2.	Análisis cualitativo de riesgos físicos.....	177
7.3.	Cálculo riesgo hidrológico e hidráulico.....	180
	CONCLUSIONES.....	182
	RECOMENDACIONES	185
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	187
	ANEXOS.....	190
	Anexo 1: Serie de caudales máximos mensuales (1960-2021)	190
	Anexo 2: Pruebas de bondad de ajuste Smirnov-Kolgomorov.....	192
	Anexo 3: Cálculo de variables para estimación de caudales por el método de Gumbel ...	302

Anexo 4: Coeficientes de rugosidad “n” de secciones transversales del cauce.....	304
Anexo 5: Perfiles de flujo del modelo hidráulico para escenarios propuestos.....	322
Anexo 6: Panel fotográfico del estudio de suelos.....	325
Anexo 7: Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo.....	328
Anexo 8: Coordenadas de representación gráfica de socavación potencial total.....	331



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Estadística de fallas en puentes.	3
Tabla 2.1 Valores de Periodo de Retorno T (años).	16
Tabla 2.2 Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov-Smirnov.	23
Tabla 2.3 Clasificación para socavación general.....	36
Tabla 3.1 Coordenadas del puente San Martín.....	39
Tabla 3.2 Tamices ASTM	48
Tabla 3.3 Matriz Identificación de riesgos	55
Tabla 3.4. Impacto del daño a la estructura.....	56
Tabla 3.5 Probabilidad de ocurrencia del riesgo	56
Tabla 3.6. Ponderación del Riesgo	57
Tabla 3.7 Matriz de probabilidad e impacto.....	57
Tabla 4.1 Distribución de áreas de unidades hidrográficas de la cuenca Quilca-Chili	61
Tabla 4.2 Capacidad y ubicación de los embalses del Sistema Chili Regulado.....	64
Tabla 4.3 Licencias de uso de agua otorgadas.....	66
Tabla 4.4 Serie de caudales máximos anuales AUTODEMA 2021	68
Tabla 4.5 Probabilidad de excedencia de funciones de distribución empíricas.	72
Tabla 4.6 Probabilidad de no excedencia de funciones de distribución empíricas.	74
Tabla 4.7 Serie de caudales: Función de distribución Normal	76
Tabla 4.8 Serie de caudales: Función de distribución Log Normal II parámetros	77
Tabla 4.9 Serie de caudales: Función de distribución Log Normal III parámetros.....	79
Tabla 4.10 Serie de caudales: Función de distribución Gamma II parámetros	81
Tabla 4.11 Serie de caudales: Función de distribución Gamma III parámetros (Pearson tipo III).....	83
Tabla 4.12 Tabla 4.11 Serie de caudales: Función de distribución Pearson tipo III	85
Tabla 4.13 Tabla 4.11 Serie de caudales: Función de distribución Gumbel II parámetros.	87

Tabla 4.14 Serie de caudales: Función de distribución Log Gumbel.....	89
Tabla 4.15 Comparación de delta en prueba de bondad de ajuste Smirnof-Kolmogorov para combinación de funciones de distribución empíricas y teóricas.	90
Tabla 4.16 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gumbel- Distribución Hazen.....	92
Tabla 4.17 Escenarios planteados de periodo de retorno	95
Tabla 4.18 Valores de Y_N y σ_N en función de N	97
Tabla 4.19 Resultados de las variables de la ecuación de Q máx. de Gumbel.....	98
Tabla 4.20 Estimación de caudales para los escenarios planteados	98
Tabla 5.1 Ancho de cauce promedio con información de Google Earth.....	101
Tabla 5.2 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de Cowan.....	110
Tabla 5.3 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+210.00, con apoyo fotográfico....	112
Tabla 5.4 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+300.00, con apoyo de imagen satelital	112
Tabla 5.5 Valores de coeficientes de contracción y expansión	115
Tabla 5.6 Caudales para modelo hidráulico basados en el periodo de retorno	120
Tabla 5.7 Datos de sección y cotas para cálculo de pendiente promedio del cauce.....	120
Tabla 5.8 Resultados modelo hidráulico en la seccion 0+160.00	122
Tabla 5.9 Cálculo de tirante promedio en distintos escenarios para sección 0+160.00	123
Tabla 5.10 Caudal y N.A.M.E para escenario 1	123
Tabla 5.11 Caudal y N.A.M.E para escenario 2	124
Tabla 5.12 Caudal y N.A.M.E para escenario 3	125
Tabla 5.13 Caudal y N.A.M.E para escenario 4	126
Tabla 5.14 Caudal y N.A.M.E para escenario 5	128
Tabla 5.15 Caudal y N.A.M.E para escenario 6	129
Tabla 5.16 Caudal y N.A.M.E para escenario 7	130

Tabla 6.1 Cálculo de curva granulométrica y diámetro medio para muestra de suelo del puente San Martín.....	138
Tabla 6.2 Curva granulométrica de muestra de suelo del puente San Martín.....	139
Tabla 6.3 Deciles representativos del suelo del puente San Martín.....	139
Tabla 6.4 Cálculo de contenido de humedad del suelo del puente San Martín.....	140
Tabla 6.5 Cálculo peso específico de muestra de suelo del Puente San Martín.....	141
Tabla 6.6 Cálculo del tirante promedio para cada escenario planteado.....	145
Tabla 6.7 Cálculo de radio hidráulico para cada escenario planteado.....	145
Tabla 6.8 Cálculo de la velocidad erosiva por el método Rodríguez Díaz.....	146
Tabla 6.9 Cálculo de la velocidad erosiva por método de Melville and Coleman.....	146
Tabla 6.10 Cálculo de la velocidad erosiva por el método HEC-18.....	147
Tabla 6.11 Cálculo de la socavación general por el método de Lischtvan-Levediev.....	149
Tabla 6.12 Socavación general en sección transversal del puente San Martín para T = 500 años.....	150
Tabla 6.13 Variables y cálculo del segundo parámetro adimensional del método de Field.....	154
Tabla 6.14 Socavación potencial total para T=500 años.....	168
Tabla 7.1 Matriz de identificación de riesgos ambientales del puente San Martín.....	170
Tabla 7.2 Análisis cualitativo - Condiciones atmosféricas.....	171
Tabla 7.3 Análisis cualitativo - Composición y calidad del agua.....	172
Tabla 7.4 Valoración impacto-probabilidad de riesgos ambientales.....	172
Tabla 7.5 Matriz de identificación de riesgos físicos del puente San Martín.....	174
Tabla 7.6 Análisis cualitativo - Material de construcción del puente.....	177
Tabla 7.7 Análisis cualitativo - Calidad y tipo de suelo.....	177
Tabla 7.8 Análisis cualitativo - Ubicación en zona de alto tránsito.....	178
Tabla 7.9 Análisis cualitativo - Geometría del puente.....	178
Tabla 7.10 Análisis cualitativo - Erosión de tablero del puente.....	178

Tabla 7.11 Análisis cualitativo – Socavación.....	179
Tabla 7.12 Análisis cualitativo – Inundación	179
Tabla 7.13 Análisis cualitativo - Leyes existentes	179
Tabla 7.14 Valoración impacto-probabilidad de riesgos físicos	180
Tabla 10.1 Registro de caudales mensuales máximos (1960-2021).....	191
Tabla 10.2 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Normal Distribución California.....	193
Tabla 10.3 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Normal - Distribución Hazen	195
Tabla 10.4 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Normal - Distribución Weibull.....	197
Tabla 10.5 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Normal - Distribución Chegodayev.....	199
Tabla 10.6 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Normal - Distribución Blom.....	201
Tabla 10.7 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Normal - Distribución Tukey	203
Tabla 10.8 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Normal - Distribución Gringorten	205
Tabla 10.9 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal - Distribución California.....	207
Tabla 10.10 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal - Distribución Hazen	209
Tabla 10.11 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal - Distribución Weibull	211
Tabla 10.12 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal - Distribución Chegodayev	213
Tabla 10.13 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal - Distribución Blom	215

Tabla 10.14 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal - Distribución Tukey	217
Tabla 10.15 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal - Distribución Gringorten.....	219
Tabla 10.16 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal IIP - Distribución California.....	221
Tabla 10.17 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal IIP - Distribución Hazen.....	223
Tabla 10.18 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal IIP - Distribución Weibull	225
Tabla 10.19 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal IIP - Distribución Chegodayev	227
Tabla 10.20 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal IIP - Distribución Blom	229
Tabla 10.21 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal IIP - Distribución Tukey	231
Tabla 10.22 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogNormal IIP - Distribución Gringorten	233
Tabla 10.23 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gamma IIP - Distribución California	235
Tabla 10.24 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gamma IIP - Distribución Hazen	237
Tabla 10.25 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gamma IIP - Distribución Weibull	239
Tabla 10.26 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gamma IIP - Distribución Chegodayev	241
Tabla 10.27 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gamma IIP - Distribución Blom	243
Tabla 10.28 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gamma IIP - Distribución Tukey	245

Tabla 10.29 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gamma IIP - Distribución Gringorten.....	247
Tabla 10.30 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Pearson III - Distribución California.....	249
Tabla 10.31 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Pearson III - Distribución Hazen.....	251
Tabla 10.32 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Pearson III - Distribución Weibull.....	253
Tabla 10.33 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Pearson III - Distribución Chegodayev.....	255
Tabla 10.34 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Pearson III - Distribución Blom.....	257
Tabla 10.35 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Pearson III - Distribución Tukey.....	259
Tabla 10.36 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Pearson III - Distribución Gringorten.....	261
Tabla 10.37 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogPearson III - Distribución California.....	263
Tabla 10.38 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogPearson III - Distribución Hazen.....	265
Tabla 10.39 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogPearson III - Distribución Weibull.....	267
Tabla 10.40 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogPearson III - Distribución Chegodayev.....	269
Tabla 10.41 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogPearson III - Distribución Blom.....	271
Tabla 10.42 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogPearson III - Distribución Tukey.....	273
Tabla 10.43 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogPearson III - Distribución Gringorten.....	275

Tabla 10.44 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gumbel - Distribución California.....	277
Tabla 10.45 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gumbel - Distribución Weibull	279
Tabla 10.46 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gumbel - Distribución Chegodayev	281
Tabla 10.47 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gumbel - Distribución Blom	283
Tabla 10.48 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gumbel - Distribución Tukey.....	285
Tabla 10.49 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gumbel - Distribución Gringorten	287
Tabla 10.50 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogGumbel - Distribución California	289
Tabla 10.51 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogGumbel - Distribución Hazen	291
Tabla 10.52 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogGumbel - Distribución Weibull.....	293
Tabla 10.53 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogGumbel - Distribución Chegodayev	295
Tabla 10.54 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogGumbel - Distribución Blom.....	297
Tabla 10.55 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogGumbel - Distribución Tukey	299
Tabla 10.56 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución LogGumbel - Distribución Gringorten	301
Tabla 10.57 Cálculo de variables para estimación de caudales por el método de Gumbel	303
Tabla 10.58 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+00.00, con apoyo fotográfico..	304
Tabla 10.59 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+10.00, con apoyo fotográfico..	304

Tabla 10.60	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+20.00, con apoyo fotográfico..	305
Tabla 10.61	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+30.00, con apoyo fotográfico..	305
Tabla 10.62	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+40.00, con apoyo fotográfico..	305
Tabla 10.63	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+50.00, con apoyo fotográfico..	306
Tabla 10.64	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+60.00, con apoyo fotográfico..	306
Tabla 10.65	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+70.00, con apoyo fotográfico..	307
Tabla 10.66	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+80.00, con apoyo fotográfico..	307
Tabla 10.67	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+90.00, con apoyo fotográfico.	307
Tabla 10.68	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+100.00, con apoyo fotográfico.	308
Tabla 10.69	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+110.00, con apoyo fotográfico.	308
Tabla 10.70	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+120.00, con apoyo fotográfico.	308
Tabla 10.71	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+130.00, con apoyo fotográfico.	309
Tabla 10.72	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+140.00, con apoyo fotográfico.	309
Tabla 10.73	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+150.00, con apoyo fotográfico.	310
Tabla 10.74	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+160.00, con apoyo fotográfico.	310
Tabla 10.75	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+170.00, con apoyo fotográfico.	310
Tabla 10.76	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+180.00, con apoyo fotográfico.	311
Tabla 10.77	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+190.00, con apoyo fotográfico.	311
Tabla 10.78	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+200.00, con apoyo fotográfico.	311
Tabla 10.79	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+210.00, con apoyo fotográfico.	312
Tabla 10.80	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+220.00, con apoyo fotográfico.	312
Tabla 10.81	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+230.00, con apoyo fotográfico.	313
Tabla 10.82	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+240.00, con apoyo fotográfico.	313
Tabla 10.83	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+250.00, con apoyo fotográfico.	313
Tabla 10.84	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+260.00, con apoyo fotográfico.	314
Tabla 10.85	Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+270.00, con apoyo fotográfico.	314

Tabla 10.86 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+280.00, con apoyo fotográfico.	315
Tabla 10.87 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+290.00, con apoyo fotográfico.	315
Tabla 10.88 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+300.00, con apoyo de imagen satelital.....	315
Tabla 10.89 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+310.00, con apoyo de imagen satelital.....	316
Tabla 10.90 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+320.00, con apoyo de imagen satelital.....	316
Tabla 10.91 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+330.00, con apoyo de imagen satelital.....	317
Tabla 10.92 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+340.00, con apoyo de imagen satelital.....	317
Tabla 10.93 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+350.00, con apoyo fotográfico.	318
Tabla 10.94 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+360.00, con apoyo de imagen satelital.....	318
Tabla 10.95 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+370.00, con apoyo de imagen satelital.....	319
Tabla 10.96 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+380.00, con apoyo fotográfico.	319
Tabla 10.97 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+390.00, con apoyo de imagen satelital.....	320
Tabla 10.98 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+400.00, con apoyo fotográfico.	320
Tabla 10.99 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+410.00, con apoyo fotográfico.	321
Tabla 10.100 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+418.22, con apoyo fotográfico.	321
Tabla 10.101 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D30.....	328
Tabla 10.102 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D40.....	328
Tabla 10.103 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D60.....	329
Tabla 10.104 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D70.....	329

Tabla 10.105 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D80.....	330
Tabla 10.106 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D90.....	330
Tabla 10.107 Coordenadas de representación gráfica de socavación potencial.....	331



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Puente San Martín ante crecida del río Chili	3
Figura 1.2 Estadística de fallas en puentes.....	4
Figura 2.1 Área hidráulica	24
Figura 2.2 Perímetro mojado	25
Figura 2.3 Distribución de velocidades en diferentes secciones de canal.....	29
Figura 2.4 Pendientes en canales abiertos	30
Figura 2.5 Variación de la profundidad de socavación en función a la Intensidad de flujo	33
Figura 2.6 Tipos de socavación en puentes	35
Figura 3.1 Ubicación Puente San Martín.....	39
Figura 3.2 Levantamiento topográfico del puente San Martín.....	41
Figura 3.3 Vista aguas arriba del puente San Martín	42
Figura 3.4 Puente San Martín visto desde el cauce del río en su margen derecha	43
Figura 3.5 Erosión en la parte lateral e inferior del tablero del puente San Martín	44
Figura 3.6 Estribo derecho del puente San Martín	45
Figura 3.7 Estribo izquierdo del puente San Martín.....	46
Figura 3.8 Estado actual de pavimento del Puente San Martín	47
Figura 3.9 Diagrama de recopilación de Información.....	51
Figura 3.10 Formato de cálculo de rugosidad	52
Figura 3.11 Diagrama de flujo de procesamiento de información hidrológica	53
Figura 4.1 Ubicación de la Cuenca Quilca - Chili y principales provincias	59
Figura 4.2 Unidades hidrográficas de la cuenca Quilca – Chili	60
Figura 4.3 Diagrama de flujo del Sistema Chili Regulado.....	63
Figura 4.4 Ríos y estructuras hidráulicas de la cuenca Quilca Chili	65
Figura 4.5 Análisis de consistencia gráfico: Serie de caudales máximos anuales 1960-2021	69

Figura 5.1 Diagrama de Flujo: Procedimiento para obtener el modelo hidráulico con Software HEC-RAS.....	99
Figura 5.2 Ancho de cauce principal cercano al puente San Martín	100
Figura 5.3 Levantamiento topográfico del puente San Martín (aguas abajo)	102
Figura 5.4 Topografía del cauce del río Chili y el puente San Martín	103
Figura 5.5 Superficie obtenida a partir de las curvas de nivel.....	104
Figura 5.6 Segmento del alineamiento creado del eje del río.....	105
Figura 5.7 Secciones transversales del alineamiento completo.....	106
Figura 5.8 Segmento con márgenes derecha e izquierda del cauce del río Chili.	107
Figura 5.9 Botón de herramienta de exportación de geometría a HEC-RAS.....	107
Figura 5.10 Geometría cauce río Chili importado en HEC-RAS.....	108
Figura 5.11 Sección transversal de progresiva 0+160.00.....	109
Figura 5.12 Cauce del río Chili aguas arriba del puente San Martín.....	111
Figura 5.13 Valores de rugosidad "n" de las secciones transversales del cauce del río Chili	114
Figura 5.14 Coeficiente de contracción y expansión para la sección transversal 0+160.00 en software HEC-RAS	115
Figura 5.15 Puente San Martín modelado en la sección 0+150.00	116
Figura 5.16 Sección aguas arriba y aguas abajo del puente San Martín	117
Figura 5.17 Segmento de editor de coordenadas del modelo geométrico del puente San Martín	118
Figura 5.18 Vista lateral del modelo geométrico del puente San Martín en software HEC-RAS	119
Figura 5.19 Caudales introducidos en software HEC-RAS	120
Figura 5.20 Condiciones de contorno para modelo hidráulico.....	121
Figura 5.21 Perfil de flujo para T=100 años.....	122
Figura 5.22 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 1 (T=100 años).....	124

Figura 5.23 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 2 (T=200 años).....	125
Figura 5.24 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 3 (T=300 años).....	126
Figura 5.25 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 4 (T=400 años).....	127
Figura 5.26 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 5 (T=500 años).....	128
Figura 5.27 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 6 (T=750 años).....	129
Figura 5.28 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 7 (rebose Aguada Blanca)	130
Figura 6.1 Punto N°1 en el estribo del margen derecho del puente San Martín	133
Figura 6.2 Punto N°2 en el estribo del margen izquierdo del puente San Martín	134
Figura 6.3 Punto N° 3 a B m. aguas arriba del Puente San Martín	135
Figura 6.4 Punto N° 3 difícil acceso a las orillas del río	135
Figura 6.5 Punto N° 4 0.5B aguas abajo del puente San Martín	136
Figura 6.6 Socavación general en sección de puente San Martín para T=500 años.....	151
Figura 6.7 Socavación en estribos de puentes. Método de Field. Carta de diseño.....	155
Figura 6.8 Ángulo formado por eje del puente y el sentido del flujo en el margen derecho.	158
Figura 6.9 Calculo de $P\alpha$ en función del ángulo formado por el eje del puente y la dirección de flujo.....	159
Figura 6.10 Cálculo de PR en función del talud R de los lados de la obra	159
Figura 6.11 Ángulo formado por eje del puente y el sentido del flujo en el margen izquierdo	161
Figura 6.12 Coeficientes por forma de estribos.....	164
Figura 6.13 Comparación resultados de socavación local por distintos métodos.	166
Figura 6.14 Representación gráfica de la socavación potencial total para T = 500 años..	168
Figura 10.1 Perfil de flujo para un periodo de retorno T=200 años	322
Figura 10.2 Perfil de flujo para un periodo de retorno T=300 años	322
Figura 10.3 Perfil de flujo para un periodo de retorno T=400 años	323

Figura 10.4 Perfil de flujo para un periodo de retorno $T=500$ años	323
Figura 10.5 Perfil de flujo para un periodo de retorno $T=750$ años	324
Figura 10.6 Perfil de flujo para rebose de embalse Aguada Blanca $Q = 500\text{m}^3/\text{s}$	324
Figura 10.7 Ensayo de granulometría. - Tamizado manual.....	325
Figura 10.8 Ensayo de peso específico – Peso de probeta con agua más suelo	326
Figura 10.9 Secado de muestras para los ensayos de granulometría, peso específico y contenido de humedad	327





1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Problemática de la investigación

El puente San Martín es una relevante estructura vial que permite la conexión de los distritos de Yanahuara y Cercado directamente, así como con los distritos aledaños a los mencionados previamente. El puente cruza a través del río Chili, inevitablemente este se ve afectado por el caudal que circula por el río. Por este motivo es de vital importancia que se tome en cuenta este factor al momento del diseño y la construcción de una arteria vial tan importante como lo es un puente, esto con el fin de garantizar la seguridad y evitar que este falle.

Esto nos lleva a realizar la pregunta, ¿se realizaron los estudios hidráulicos e hidrológicos correspondientes al momento del diseño? Esta interrogante cuenta con justificación porque este puente ha estado bajo constante evaluación de clausura en épocas de lluvia, incluso ha llegado a ser clausurado en los años 2012 y 2018. El agua causó daños y generó muchísimo riesgo tanto para la estructura como para los usuarios que por allí transitan, llegando a existir la posibilidad de un colapso inminente del puente.

A continuación, se puede observar al puente San Martín desde una perspectiva de aguas abajo, donde transitó un caudal de 184 m³/s en el año 2020:



Figura 1.1 Puente San Martín ante crecida del río Chili

Fuente: Diario Correo, (2020)

La siguiente tabla nos muestra las principales causas de fallas en puentes en un total de 143 puentes. Como se puede observar, el tránsito de avenidas es la mayor causa de fallas en puentes.

Causas fallas en puentes	Cantidad	Porcentaje
Tránsito de avenidas	70	49%
Materiales o ejecución defectuosa	22	15%
Sobrecarga o impacto de embarcaciones	14	10%
Procedimiento constructivo inadecuado	12	8%
Sismos	12	8%
Diseño Inadecuado	4	3%
Viento	4	3%
Fatiga	4	3%
Corrosión	1	1%
Total	143	100%

Tabla 1.1 Estadística de fallas en puentes.

Fuente: Smith, (1976)

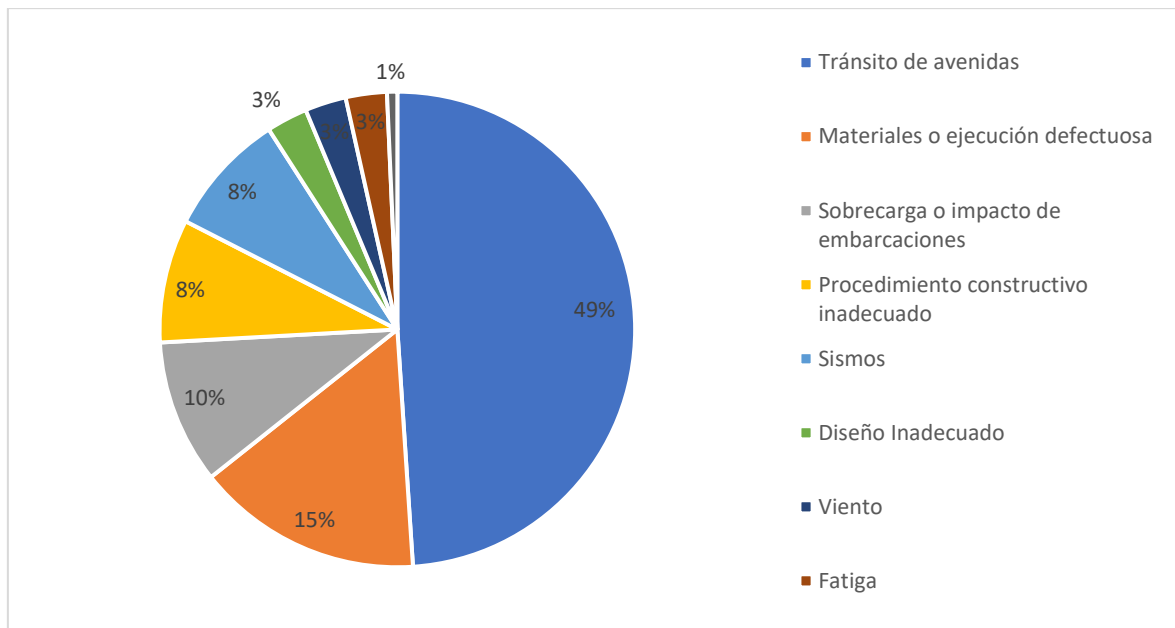


Figura 1.2 Estadística de fallas en puentes.

Fuente: Smith, (1976)

El puente San Martín es afectado por el tránsito de avenidas, especialmente en épocas de lluvias, ya que el caudal aumenta considerablemente en esos meses, pero las precipitaciones no son el único motivo. Los embalses que regulan el río Chili también lo afectan directamente, ya que, tanto Aguada Blanca como el Frayle, cumplirán su vida útil pronto. Uno de los principales problemas que encontramos en el embalse de Aguada Blanca son los sedimentos acumulados que bloquean la compuerta de fondo desde el año 1989, dejando, así como único desfogue al aliviadero tipo Morning Glory. Por consiguiente, la capacidad de almacenamiento de agua del embalse se redujo en aproximadamente un 30%, lo que significaría un caudal mucho mayor en el río en caso se produzca un ingreso de agua extraordinario al embalse.

1.2. Justificación de la investigación

1.2.1. Justificación ambiental

El efecto del cambio climático puede influir directamente en las precipitaciones, lo que afectaría directamente el caudal que transita por el río Chili. Es importante estudiar el efecto del cambio climático para poder anticipar los caudales de una forma más certera. Se debe indicar que en los últimos años se han registrado caudales mucho mayores de los que se tenía registro.

1.2.2. Justificación social

El puente San Martín es una estructura vial muy importante que permite la movilidad y transporte de las personas que utilizan el puente. Este permite la interconexión de dos de los distritos más importantes de Arequipa, así como con los distritos adyacentes a estos. Un eventual colapso, o si el puente queda clausurado ocasionaría una crisis en la población debido a que los puentes en la ciudad son escasos. A raíz de ello, nace la interrogante: ¿Por qué es importante estudiar el estado y el riesgo hidrológico e hidráulico del puente? La respuesta es simple, porque afecta directamente a quienes hacen uso de él.

1.2.3. Justificación económica

El puente San Martín permite el correcto desarrollo de las diferentes actividades económicas en las zonas cercanas al puente, ya que permite que las personas lleguen a sus trabajos o a sus centros de estudio.

Por otro lado, el inminente colapso del puente, por el riesgo que representa, puede significar un impacto económico negativo, ya que, si se plantea una alternativa de solución para mejorarlo, o si se identifica la problemática, será posible que esto no suceda y de esa forma, se eviten pérdidas económicas.

1.2.4. Justificación tecnológica

La presente investigación plantea la utilización de diversos softwares para un óptimo análisis hidrológico y modelamiento hidráulico. Así mismo, se plantea una metodología de estudio para determinar el riesgo hidrológico e hidráulico del puente San Martín, la cual puede servir para futuras investigaciones de puentes con similares características. En ese sentido, se contribuye al desarrollo tecnológico en cuanto a hidrología e hidráulica.

1.2.5. Justificación institucional

Existen varias instituciones públicas interesadas en que el puente San Martín sea seguro, algunas de estas son: las diferentes municipalidades que se verían afectadas directamente frente a un eventual colapso del puente, principalmente la municipalidad provincial, la municipalidad de Yanahuara y la municipalidad del Cercado de Arequipa.

Así mismo, se pueden mencionar a las instituciones educativas que se encuentran cerca al puente, tanto instituciones de educación escolar como superior. Por ejemplo: la Universidad Católica Santa María, la Universidad Tecnológica del Perú, la I.E. San Juan Bautista De La Salle, el Colegio Particular San Jerónimo, el Colegio Esclavas del Sagrado Corazón de Jesús, etc.

1.3. Objetivos.

1.3.1. Objetivo principal

Determinar el riesgo hidrológico e hidráulico del Puente San Martín en la ciudad de Arequipa en 2022, mediante un análisis de distintos escenarios críticos de acuerdo con la normativa actual, basado en el análisis hidrológico y el modelamiento hidráulico.

1.3.2. Objetivo secundario

- Determinar si la ubicación del puente es la óptima.
- Recopilar información sobre el puente.
- Recopilar los caudales máximos de la cuenca aforada.
- Determinar los métodos estadísticos a utilizar para predecir los caudales en función a los periodos de retorno.
- Determinar los caudales para el modelamiento hidráulico en función a la normatividad vigente, la cual utiliza parámetros como la vida útil, el periodo de retorno, el riesgo.
- Determinar el nivel de aguas máximas extraordinarias en la ubicación del puente.
- Determinar si el gálibo es el óptimo y en su defecto, proponer uno.
- Determinar las propiedades del suelo para realizar un análisis de socavación.
- Determinar el tipo de socavación que se da en la subestructura del puente.
- Determinar la profundidad de socavación total en los estribos del puente.
- Determinar la erosión potencial en la superestructura (tablero).
- Plantear una metodología para determinar el riesgo hidrológico e hidráulico del puente.

1.4. Alcances y limitaciones

El alcance del estudio realizado comprende el análisis y estudio de riesgo netamente hidrológico e hidráulico del puente San Martín. El presente estudio a su vez puede clasificarse como un estudio correlacional, ya que según Hernandez, Fernández, & Baptista los estudios correlaciones corresponden a la información respecto a la relación actual entre dos o más variables, que permita predecir su comportamiento futuro. En este estudio se analizará principalmente la relación entre los caudales para diferentes periodos de retorno, la geometría y ubicación del puente San Martín. (Hernandez, Fernández, & Baptista, 2014)

Las limitaciones para desarrollar el estudio fueron principalmente la cantidad de información disponible de datos históricos de caudales, ya que si se contara con una data más extensa se podría realizar un análisis estadístico más preciso. Así también lo fue la falta de información sobre el puente San Martín (geometría, profundidad de socavación, etc).

1.5. Hipótesis.

Dado que el puente San Martín ha sido afectado por el caudal del río Chili, se podrá determinar su riesgo mediante un análisis hidrológico e hidráulico.

2. FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

A pesar de que el riesgo hidrológico e hidráulico en los puentes, sobre todo en Perú, ha ido aumentando progresivamente debido a fenómenos hidrológicos, no existen gran cantidad de estudios que hayan revisado esta problemática a profundidad. A continuación, se exponen dos investigaciones recientes que consideran como objeto de estudio a puentes y su afectación debido a fenómenos hidrológicos, y una que analiza el riesgo de inundación en la misma cuenca. A modo de síntesis, se presentan sus resultados y conclusiones más relevantes:

Espinoza Vigil en su investigación: “Análisis de la vulnerabilidad hidrológica del puente Bajo Grau en la ciudad de Arequipa”, desarrolla un estudio hidrológico detallado realizando un análisis estadístico para estimar los caudales en función al riesgo y al periodo de retorno de la estructura, obteniendo los siguientes caudales para los diferentes periodos de retorno analizados: 251.74 m³/s (T = 100 años), 276.45 m³/s (T = 200 años), 325.87 m³/s (T = 400 años), 350.87 m³/s (T = 500 años) y 474.11 m³/s (T = 1000 años). Adicionalmente se planteó un escenario crítico de 500.00 m³/s. A su vez, desarrolló un estudio hidráulico, modelando el puente usando el software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System) para determinar el N.A.M.E (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias), obteniendo como resultado que la altura del puente Bajo Grau debe ser como mínimo 3.78m más para cumplir los requerimientos normativos. Finalmente analizó la vulnerabilidad ambiental y física obteniendo una vulnerabilidad de 80% y 61.50% respectivamente, realizando una adaptación de la metodología planteada por INDECI (Instituto de Defensa Civil); ponderando la vulnerabilidad física y ambiental obteniendo una vulnerabilidad hidrológica alta del 65.20%. (Espinoza Vigil, 2019)

Así también, Talledo & Noriega en su tesis denominada: “Vulnerabilidad de la sección hidráulica del puente Bolsico para soportar caudales de crecidas extraordinarias del río Zarumilla - 2019” de la Universidad Nacional de Tumbes, realizaron 2 fases: fase de campo y fase de gabinete. La fase de campo consistió en el levantamiento topográfico de 600m aguas arriba y 400m aguas abajo del puente. El trabajo de gabinete involucró el estudio hidrológico, estimando los caudales máximos para los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años, aplicando modelos

probabilísticos como: Normal, Log Normal 2 parámetros, Log Normal 3 parámetros y Log Pearson tipo III. Se obtuvo como resultados: 995.83 m³/s, 1206.26 m³/s y 1430.60 m³/s respectivamente. Se debe mencionar que el investigador no plantea una metodología para calcular la vulnerabilidad, tan solo utiliza los datos obtenidos del estudio hidrológico e hidráulico, concluyendo que el puente Bolsico presenta una vulnerabilidad alta a causa de los tirantes de agua elevados siendo el más alto de 5.77m cuando el puente solo presenta una altura de 4.85m. (Talledo & Noriega, 2019)

Por otra parte, Concha & Miranda en su tesis denominada: “Análisis del riesgo de inundación de la cuenca del río Chili en el tramo de Chilina a Uchumayo – Arequipa” realizaron el análisis del riesgo de inundación del río Chili para distintos escenarios de ocurrencia mediante la determinación de mapas de inundación. Así también, desarrollaron una simulación hidrológica de la cuenca para obtener los hidrogramas de avenida y una simulación hidráulica del tránsito de hidrogramas por el cauce del río Chili. Para finalmente evaluar el riesgo de inundación, obteniendo así, los mapas de vulnerabilidad y peligro utilizando criterios internacionales. Esta investigación es tomada en cuenta como antecedente investigativo porque el caudal del río es el factor principal para determinar la vulnerabilidad hidrológica. A su vez se puede tomar como referencia la metodología utilizada para el análisis del riesgo hidrológico e hidráulico. (Concha & Miranda, 2016)

2.2. Bases conceptuales

2.2.1. Puentes

2.2.1.1. Definición

“Un puente se puede definir un elemento del camino cuya función principal es evitar determinados obstáculos como ríos, cruzar una carretera o una estación de ferrocarril, siendo estos los obstáculos más frecuentes” (Manterola, 2006).

2.2.1.2. Tipología de puentes

“Se determinará qué tipo de puente es el objeto en estudio, en base a la clasificación desarrollada en el Manual de Puentes del Ministerio de Transporte y Comunicaciones” (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018).

2.2.1.2.1. Según la naturaleza de la vía soportada

“Se encuentran puentes para carretera, ferrocarril, trenes eléctricos de pasajeros, acueductos, peatones, aviones y también existen puentes de uso múltiple. El puente San Martín es un puente de uso múltiple ya que es utilizado tanto por vehículos como por peatones” (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018).

2.2.1.2.2. Según el material

Se encuentran puentes de piedra, de madera, de hierro, de sogas, de concreto armado y de materiales compuestos.

El puente San Martín está construido con concreto armado (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018).

2.2.1.2.3. Según el sistema estructural principal

Se encuentran puentes tipo viga, tipo arco y puentes suspendidos.

El puente San Martín es tipo viga. Cabe resaltar que según el Ministerio de Transporte y Comunicaciones los puentes losa se clasifican dentro de los puentes tipo viga, a pesar de que el comportamiento de una losa es diferente al de una viga o conjunto de vigas. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018)

2.2.1.2.4. Según la geometría en planta

Se encuentran puentes rectos, esviados y curvos.

El puente San Martín es tipo recto (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018).

2.2.1.2.5. Según el tiempo de vida previsto

Se encuentran puentes definitivos y temporales.

El puente San Martín es un puente definitivo, ya que la utilización de los puentes temporales debe ser por un tiempo limitado, no mayor a 5 años, y el puente San Martín ya lleva más de 5 años de vida de servicio. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018)

2.2.2. Medio ambiente

Según el Convenio Marco de cambio climático: Por cambio climático se entiende un cambio de clima atribuido directa o indirectamente a la actividad humana que altera la composición de la atmósfera mundial y que se suma a la variabilidad natural del clima observada durante períodos de tiempo comparables. (Naciones Unidas, 1992, pág. 6)

El cambio climático influye directamente en el puente San Martín, ya que este afecta al caudal que transita por el río Chili; por ende, es importante tener conocimiento de sus efectos para poder plantear correctamente los distintos escenarios.

2.3. Análisis de riesgo

2.3.1. Evento extremo

Por definición un evento extremo ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual que un cierto nivel x_T . Los eventos extremos que podemos encontrar en sistemas hidrológicos son tormentas severas, crecientes y sequías. (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología aplicada, 1994, pág. 391)

2.3.2. Peligro

El peligro, es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural o inducido por la actividad del hombre, potencialmente dañino, de una magnitud dada, en una zona o localidad conocida, que puede afectar un área poblada, infraestructura física y/o el medio ambiente. (Instituto nacional de defensa civil, 2006)

2.3.3. Vulnerabilidad

“Es el grado de debilidad o exposición de un elemento o conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro natural o antrópico. Es decir, es la facilidad con la que un elemento pueda sufrir daños” (Instituto nacional de defensa civil, 2006).

2.3.4. Riesgo

Según Cardona Omar “riesgo es el potencial de pérdidas que pueden ocurrirle al sujeto o sistema expuesto, resultado de la convolución de peligro y vulnerabilidad” (Cardona, 2003).

2.3.5. Escenario de riesgo

Un escenario es una visión anticipada de lo que podría suceder si llegara a presentarse o a hacerse real una amenaza sobre un sistema vulnerable; dicho de otra manera, es el espacio y tiempo en donde los componentes del riesgo confluyen. (Comitato Internazionale per lo Sviluppo dei Popoli CISP, 2006)

2.3.6. Metodología para determinar el riesgo

El análisis de riesgo planteado en este estudio se basa principalmente en dos pasos principales.

- Identificación de riesgos: es el proceso de identificar los riesgos individuales del objeto de estudio, así como sus fuentes de riesgo general y documentar sus características.
- Análisis cualitativo de riesgos: es el proceso de priorizar los riesgos individuales del objeto en estudio para un análisis o acción posterior, evaluando la probabilidad de ocurrencia e impacto de dichos riesgos.

2.3.7. Tolerabilidad al riesgo

Es el riesgo que se acepta en un determinado contexto de acuerdo con los valores actuales de la sociedad.

2.4. Hidrología

2.4.1. Cuencas hidrológicas

2.4.1.1. Definición:

La cuenca de drenaje de una corriente es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido. (Villón Béjar, 2002, pág. 21)

2.4.1.2. Clasificación

Una de las principales características para clasificar una cuenca es el tamaño de esta. Según estas pueden clasificarse en grandes y pequeñas.

- “Cuenca grande, es aquella cuenca en la que predominan las características fisiográficas de la misma (pendiente, elevación, área,

cauce). Una cuenca para fines prácticos se considera grande cuando el área es mayor de 250 Km².”

- Cuenca pequeña, es aquella cuenca que responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, y en la cual las características físicas (tipo de suelo, vegetación) son más importantes que las del cauce. Se considera cuenca pequeña aquella cuya área varíe desde unas pocas hectáreas hasta un límite, que para propósitos prácticos se considera 250 Km².

Se puede clasificar también por la dirección de desembocadura de sus aguas.

- Cuenca exorreica o abierta: sus aguas son drenadas al océano.
- Cuenca endorreica o cerrada: sus aguas desembocan en lagunas, lagos o incluso salares.
- Cuenca arreica: sus aguas se filtran en el terreno o incluso se evaporan antes de alcanzar una red de drenaje. (Villón Béjar, 2002, págs. 22-23)

La cuenca Quilca Chili, la que contiene dentro de su red hidrográfica al río Chili, es una cuenca exorreica o abierta, ya que desemboca en el océano Pacífico.

Según las cuencas también pueden ser clasificadas por la cantidad y calidad de información disponible.

- Cuenca con suficiente información hidrológica: Caso más optimista, se puede aplicar todo tipo de metodología existente.
- Cuenca con escasa información hidrológica: En este caso se tiene que desarrollar modelos en los que se relacionen los datos de precipitación y las descargas, para la estimación de datos.
- Cuenca sin información hidrológica. Este es el peor de los casos, pero también el más común, el cual puede resolverse mediante un análisis regional. (Chereque Moran, pág. 159)

La cuenca Quilca Chili es una cuenca con suficiente información hidrológica principalmente en su cauce principal, ya que esta es una cuenca regulada por un sistema de embalses, que nos permiten contar con la información necesaria para la realización de diferentes estudios.

Otro criterio de clasificación importante para las cuencas es si es que estas son aforadas o no aforadas.

- Cuencas aforadas: Son aquellas cuencas que cuentan con instrumentos de medición.
- Cuencas no aforadas: Son aquellas cuencas que no cuentan con instrumentos de medición. (Villón Béjar, 2002, págs. 22-23)

El río Chili perteneciente a la cuenca Quilca-Chili es una cuenca aforada.

2.4.2. Probabilidad y métodos probabilísticos

Las leyes naturales más simples son aquellas que expresan las condiciones bajo las cuales un evento de interés ocurre o no ocurre con certeza. Estas condiciones se expresan como:

- a) Si se presenta un conjunto de condiciones S , entonces el evento A , seguramente, ocurre; o bien
- b) Si se presenta un conjunto de condiciones S , entonces el evento A no puede ocurrir.

En el primer caso, A es un evento seguro con respecto a las condiciones S y en el segundo es un evento imposible.

Cuando un evento A , en presencia de un conjunto de condiciones S , a veces ocurre y a veces no, se llama aleatorio con respecto al conjunto S . Es natural suponer que, cuando esto sucede, no se han tomado en cuenta en el conjunto S todas las condiciones necesarias para la ocurrencia o no ocurrencia del evento, y no, como a veces se hace, que no exista una ley física que conduzca a esta ocurrencia o no ocurrencia. Esas condiciones o leyes que no se incluyen en el análisis del evento A se suplen por una ley de probabilidades, la cual indica con qué frecuencia se presenta el evento dadas las condiciones S . (Aparicio Mijares, 1992, pág. 241)

Según Chow, Maidment, & Mays, Los procesos hidrológicos evolucionan en el espacio y en el tiempo en una forma que es parcialmente predecible, o determinística, y parcialmente aleatoria. Un proceso de este tipo se conoce con el nombre de proceso estocástico. En algunos casos, la variabilidad aleatoria del proceso es tan grande comparada con su variabilidad determinística, lo que

justifica que se trate como un proceso puramente aleatorio. (Chow, Maidment, & Mays, 1994, pág. 361)

Es necesario distinguir los procesos probabilísticos a secas de los probabilísticos estocásticos. El proceso estocástico es aquel que sus variables aleatorias varían con el tiempo. En un proceso probabilístico a secas el tiempo no influye en sus variables, la secuencia de variables no interesa y se puede inferir que las variables se comportan de una forma determinada, dicho comportamiento es dado por el modelo probabilístico o distribución de frecuencia. (Chereque Moran, 1989, pág. 160)

2.4.3. Teoría de avenidas

Una avenida se suele entender como la variación del caudal de agua o flujo de agua que circula por el cauce a lo largo del tiempo. La propagación de una avenida consiste en determinar cómo las variaciones de caudal a lo largo del tiempo observadas en una estación se modifican a lo largo de su recorrido por el cauce. Es decir, dado un hidrograma de una sección determinada evaluar la evolución del mismo en una sección situada aguas abajo. (Bateman, 2007, pág. 51)

2.4.4. Periodo de retorno

El periodo de retorno de cualquier evento extremo (lluvias torrenciales, temperaturas extremas, huracanes, etc.), se define como el lapso o número de años que, en promedio, se cree que será igualado o excedido, es decir, es la frecuencia con la que se presenta un evento. (Méllice & Reason, 2007)

“Para estimar el periodo de retorno (T) para el diseño de una obra, se debe considerar la relación entre la probabilidad de excedencia, la vida útil de la estructura (n) y el riesgo de falla admisible (R)” (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008, pág. 23).

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

Despejando el periodo de retorno T hallamos la siguiente ecuación, de la cual obtenemos el siguiente cuadro.

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[n]{1 - R}}$$

		PERIODO DE RETORNO (T)									
		RIESGO ADMISIBLE (R)									
		0.01	0.02	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.50	0.75	1.00
VIDA ÚTIL (n años)	1	100	50	20	10	7	5	4	2	1	1
	2	199	99	39	19	13	9	7	3	2	1
	5	498	248	98	48	31	23	18	8	4	1
	10	995	495	195	95	62	45	35	15	8	1
	15	1493	743	293	143	93	68	53	22	11	1
	20	1990	990	390	190	124	90	70	29	15	1
	25	2488	1238	488	238	154	113	87	37	19	1
	30	2985	1485	585	285	185	135	105	44	22	1
	35	3483	1733	683	333	216	157	122	51	26	1
	40	3980	1980	780	380	247	180	140	58	29	1
	45	4478	2228	878	428	277	202	157	65	33	1
	50	4975	2475	975	475	308	225	174	73	37	1
	75	7463	3713	1463	712	462	337	261	109	55	1
100	9950	4950	1950	950	616	449	348	145	73	1	

Tabla 2.1 Valores de Periodo de Retorno T (años).

Fuente: Ministerio de Transporte y Comunicaciones, (2008)

2.4.5. Distribución de valores extremos

El estudio de eventos hidrológicos extremos incluye la selección de una secuencia de observaciones máximas o mínimas de conjuntos de datos. Por ejemplo, el estudio de los caudales picos en una estación hidrométrica utiliza solamente el máximo caudal registrado cada año. (Chow, Maidment, & Mays, 1994, pág. 396)

Los valores extremos tienen distribuciones de probabilidad diferentes a los otros datos con los que se compara. Existen tres formas asintóticas para las distribuciones de valores extremos: Tipo I, Tipo II y Tipo III.

2.4.6. Análisis de frecuencia

Según Monsalve, el análisis de frecuencias es un procedimiento para estimar la frecuencia de ocurrencia o probabilidad de ocurrencia de eventos pasados o

futuros. Este requiere que los datos hidrológicos sean homogéneos e independientes. (Monsalve, 1999, pág. 119)

La restricción de que los datos sean homogéneos asegura que los datos provengan de la misma población (por ejemplo, que una estación hidrométrica no haya sido movida). La restricción de independencia asegura que un evento hidrológico extremo no entre al conjunto de datos más de una vez.

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

“La magnitud X_T de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media (μ) más una desviación estándar ΔX_T de la variable con respecto a la media” (Chow, Hidráulica de canales abiertos, 1994, pág. 400).

$$X_T = \mu + \Delta X_T$$

Esta desviación con respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estándar S y el factor de frecuencia K_T . Tanto S , como K_T son funciones del periodo de retorno y del tipo de distribución de probabilidad a utilizarse en el análisis. (Chow, Hidráulica de canales abiertos, 1994, pág. 400)

$$X_T = \bar{X} + K_T S$$

2.4.7. Modelos de distribución empíricos

Los modelos de distribución empíricos se realizan mediante los siguientes pasos:

- Teniendo la serie total de datos a la que se le realizará el análisis, ordenamos estos de mayor a menor, sin importar en que año sucedieron.
- Se le asigna a cada dato un valor de probabilidad de excedencia (P) estas también se les conoce como posiciones de trazado. La inversa de este valor es el periodo de retorno (T). (Chereque Moran, 1989, págs. 162-163)

Muchos autores han desarrollado fórmulas para determinar posiciones de trazado de los datos hidrológicos.

a) **California 1923**

$$P = \frac{m}{N}$$

b) **Hazen 1930**

$$P = \frac{2m - 1}{2N}$$

c) **Weibull 1939**

$$P = \frac{m}{N + 1}$$

d) **Chegodayeb 1955**

$$P = \frac{m - 0.3}{N + 0.4}$$

e) **Blom 1958**

$$P = \frac{m - 3/8}{N + 1/4}$$

f) **Tukey 1962**

$$P = \frac{3m - 1}{3N + 1}$$

g) **Gringorten 1963**

$$P = \frac{m - 0.44}{N + 0.12}$$

Donde en todos los casos

- N = número total de valores de la muestra.
- m = número de orden de los valores ordenados de mayor a menor.

2.4.8. Modelos de distribución teóricos

Según Ministerio de Transporte y Comunicaciones recomienda usar las siguientes modelos de distribución:

2.4.8.1. Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

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

Donde

$f(x)$ = función de densidad normal de la variable x .

x = variable independiente.

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x . (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

2.4.8.2. Distribución Log Normal 2 parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

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

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

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n}$$

$$S = \left[\sum_{i=1}^n \frac{(\ln x_i - \alpha)^2}{n} \right]^{1/2}$$

2.4.8.3. Distribución Log Normal 3 parámetros

$$f(x) = \frac{1}{S_y^2 \sqrt{2\pi} (x - x_0)} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x-x_0) - u_y}{S_y} \right)^2}$$

Para $x > x_0$

Donde:

X_0 : parámetro de posición

U_y : Parámetro de escala o media.

S_y^2 : parámetro de forma o varianza.

2.4.8.4. Distribución Gamma 2 parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

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

Valido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

γ : parámetro de forma.

β : parámetro de escala.

2.4.8.5. Distribución Gamma 3 parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

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

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

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

γ : parámetro de forma.

β : parámetro de escala.

2.4.8.6. Distribución Log Pearson tipo III

La función de distribución de probabilidad es:

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

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

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

γ : parámetro de forma.

β : parámetro de escala.

2.4.8.7. Distribución Gumbel

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

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

Donde:

α : parámetro de concentración.

β : parámetro de localización.

2.4.8.8. Distribución Log Gumbel

La función de distribución es:

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

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

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

2.4.9. Pruebas de bondad de ajuste

“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 más conocidas son la X^2 y la Kolmogorov – Smirnov” (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008, pág. 30).

La prueba que se usó en la presente investigación es la Kolmogorov – Smirnov la cual se detalla a continuación.

Según Aparicio Mijares esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución observada $F_0(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$. Las que en el presente estudio son equivalentes a los valores de las funciones de distribución empíricas y teóricas. (Aparicio Mijares, 1992, pág. 279)

TAMAÑO DE LA MUESTRA	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5.00	0.51	0.56	0.67
10.00	0.37	0.41	0.49
15.00	0.30	0.34	0.40
20.00	0.26	0.29	0.35
25.00	0.24	0.26	0.32
30.00	0.22	0.24	0.29
40.00	0.19	0.21	0.25
n grande	$1.22\sqrt{n}$	$1.36\sqrt{n}$	$1.63\sqrt{n}$

Tabla 2.2 Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov-Smirnov.

Fuente: Aparicio Mijares, (1992)

2.4.10. Estimación de caudales

Si la cuenca tiene la cantidad de datos de aforo suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales. Se calculan los caudales para los periodos de retorno (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años) estos tomados como valores estándar. Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que produce un caudal Q. En el presente estudio la cuenca y área de estudio cuenta con los datos de aforo suficientes. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

2.5. Hidráulica

2.5.1. Canales abiertos

Un canal abierto es un conducto en el cual el agua fluye con una superficie libre. De acuerdo con su origen un canal puede ser natural o artificial. Los canales prismáticos son construidos con una sección transversal invariable y una pendiente constante. (Chow, 1994, pág. 19)

Por ende, el río Chili o los ríos en general podrían definirse como canales naturales no prismáticos, los canales naturales tienen por lo general propiedades muy irregulares. Al igual que un canal artificial, un canal natural tiene los siguientes elementos geométricos:

- Profundidad de flujo: Conocido también como tirante, es la distancia vertical desde el punto más bajo de la sección transversal y la superficie libre.
- Ancho superficial (T): Conocido también como espejo de agua, es el ancho de la sección transversal del canal en la superficie libre.
- Talud (Z): Es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral.
- Área hidráulica (A): Superficie ocupada por el líquido en una sección transversal.

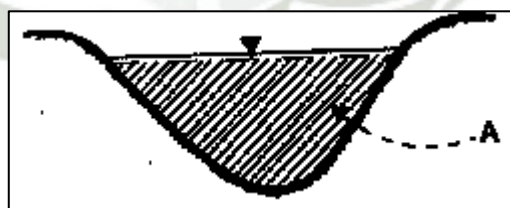


Figura 2.1 Área hidráulica

Fuente: Villón Bejar, (2007)

- Perímetro mojado (P): Parte del contorno del conducto que está en contacto con el agua.

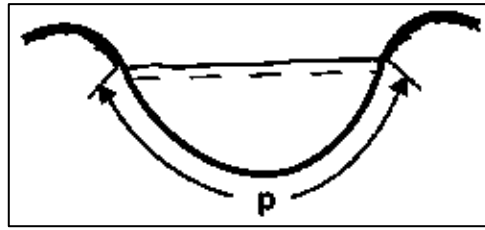


Figura 2.2 Perímetro mojado

Fuente: Villón Bejar, (2007)

- f) Radio hidráulico (R): Relación del área hidráulico respecto al perímetro mojado. (Chow, 1994, págs. 22-23)

$$R = \frac{A}{P}$$

2.5.2. Tipo de flujo

2.5.2.1. Flujo permanente y no permanente

Según Villón “esta clasificación obedece a la variable del tiempo. El flujo es permanente si sus parámetros como velocidad, tirante, área, etc. no varían mientras transcurre el tiempo, en otras palabras, todos los elementos del flujo permanecen constantes” (Villón Bejar, 2007).

$$\frac{\delta y}{\delta t} = 0, \quad \frac{\delta y}{\delta t} = 0; \quad \frac{\delta y}{\delta t} = 0, \text{ etc.}$$

En cambio, si dichos parámetros varían con respecto al tiempo, es un flujo no permanente.

$$\frac{\delta y}{\delta t} \neq 0; \quad \frac{\delta y}{\delta t} \neq 0; \quad \frac{\delta y}{\delta t} \neq 0; \text{ etc.}$$

2.5.2.2. Flujo uniforme y variado

“Esta clasificación obedece a la variable del espacio. El flujo es uniforme si sus parámetros como velocidad, tirante, área, etc. no varían mientras respecto al espacio, en otras palabras, en todas las secciones del canal estos elementos permanecen constantes” (Villón Bejar, 2007).

$$\frac{\delta y}{\delta L} = 0; \quad \frac{\delta y}{\delta L} = 0; \quad \frac{\delta y}{\delta L} = 0; \text{ etc.}$$

En cambio, si dichos parámetros varían de una sección a otra, es un flujo no uniforme o variado.

$$\frac{\delta y}{\delta L} \neq 0; \quad \frac{\delta y}{\delta L} \neq 0; \quad \frac{\delta y}{\delta L} \neq 0; \text{ etc.}$$

2.5.2.3. Flujo laminar o turbulento

“El comportamiento del flujo de un canal, está gobernado principalmente por los efectos de las fuerzas viscosas y de gravedad, en relación con las fuerzas de inercia del flujo” (Villón Bejar, 2007, pág. 47).

Esto se puede medir mediante el número de Reynolds.

$$R_e = \frac{VR}{\nu}$$

Donde:

- V = Velocidad media en m/s.
- R = Radio hidráulico de la sección transversal en m
- ν = Viscosidad cinemática del agua en m²/s.

Según los valores de número de Reynolds que se pueden obtener, el flujo se puede clasificar en:

- a) Flujo Laminar: $Re < 580$, esto quiere decir que las fuerzas viscosas son relativamente mayores que las de inercia.
- b) Flujo de transición: $580 \leq Re \leq 750$ un estado mixto entre laminar y turbulento.
- c) Flujo turbulento: $Re > 750$, las fuerzas viscosas son débiles comparadas con las fuerzas de inercia.

2.5.2.4. Flujo crítico, subcrítico y supercrítico

“El efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Esta relación está dada por el número de Froude, de finido como” (Chow, 1994, pág. 13).

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Donde:

- V = Velocidad del flujo.
- g = Aceleración de la gravedad.
- L = Longitud de la profundidad hidráulica.

Dependiendo del valor que se obtenga para el número de Froude, el flujo se puede clasificar en:

- a) Flujo subcrítico: $F < 1$ esto quiere decir que el papel jugado por las fuerzas gravitacionales es mayor.
- b) Flujo supercrítico: $F > 1$ esto nos indica que el papel jugado por las fuerzas inerciales se vuelve dominantes.
- c) Flujo crítico: $F = 1$ no hay predominancia ni de las fuerzas inerciales o gravitacionales.

2.5.3. Rugosidad en canales naturales

Los parámetros más importantes para la selección de la rugosidad (n) de un canal natural son el tipo y tamaño de los materiales que componen el lecho y las orillas del canal. Cowan, desarrolló un procedimiento para determinar el valor de la rugosidad en canales naturales, usando la siguiente ecuación. (Cowan, 1956, págs. 473-475)

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

Donde:

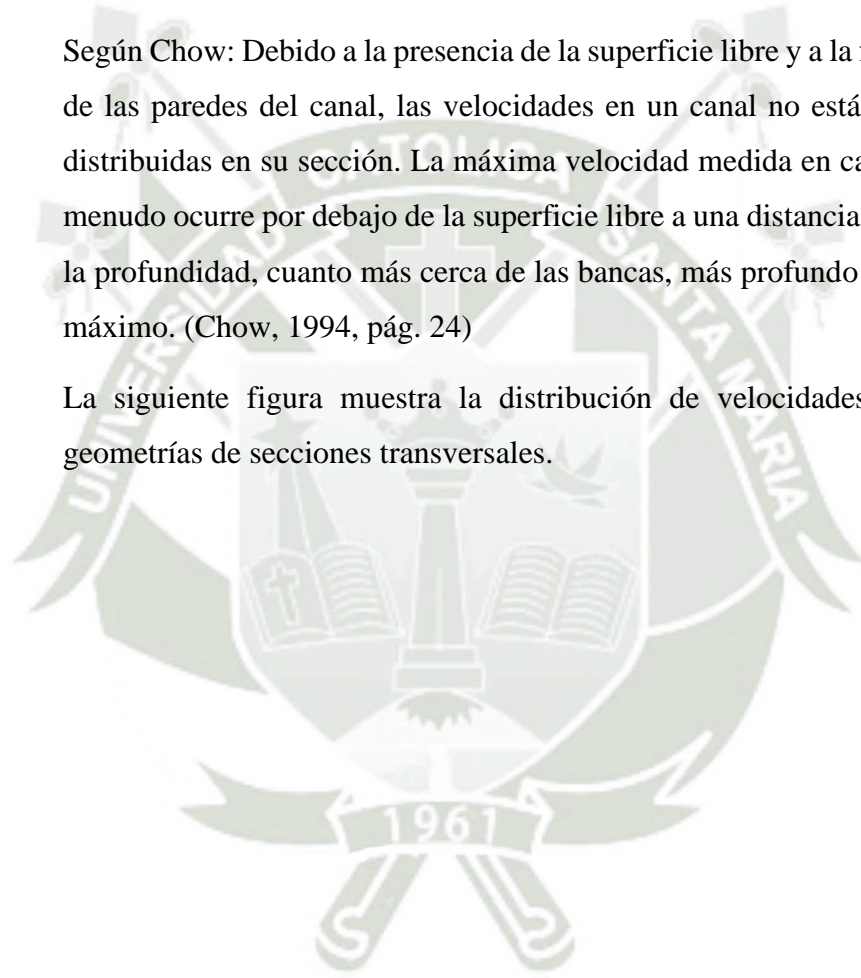
- n_b =Valor base de rugosidad para un canal recto, uniforme y liso.
- n_1 =Factor de corrección para compensar el efecto de las irregularidades superficiales del perímetro mojado.

- n_2 = Valor de rugosidad adicional para compensar las variaciones de forma y tamaño en las secciones del canal natural.
- n_3 = Valor de rugosidad adicional para compensar las obstrucciones.
- n_4 = Valor de rugosidad adicional para compensar la presencia de vegetación.
- m = Factor de corrección por si el tramo presenta meandros.

2.5.4. Velocidad en canales naturales

Según Chow: Debido a la presencia de la superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del canal, las velocidades en un canal no están uniformemente distribuidas en su sección. La máxima velocidad medida en canales normales a menudo ocurre por debajo de la superficie libre a una distancia de 0.05 a 0.25 de la profundidad, cuanto más cerca de las bancas, más profundo se encuentra este máximo. (Chow, 1994, pág. 24)

La siguiente figura muestra la distribución de velocidades para diferentes geometrías de secciones transversales.



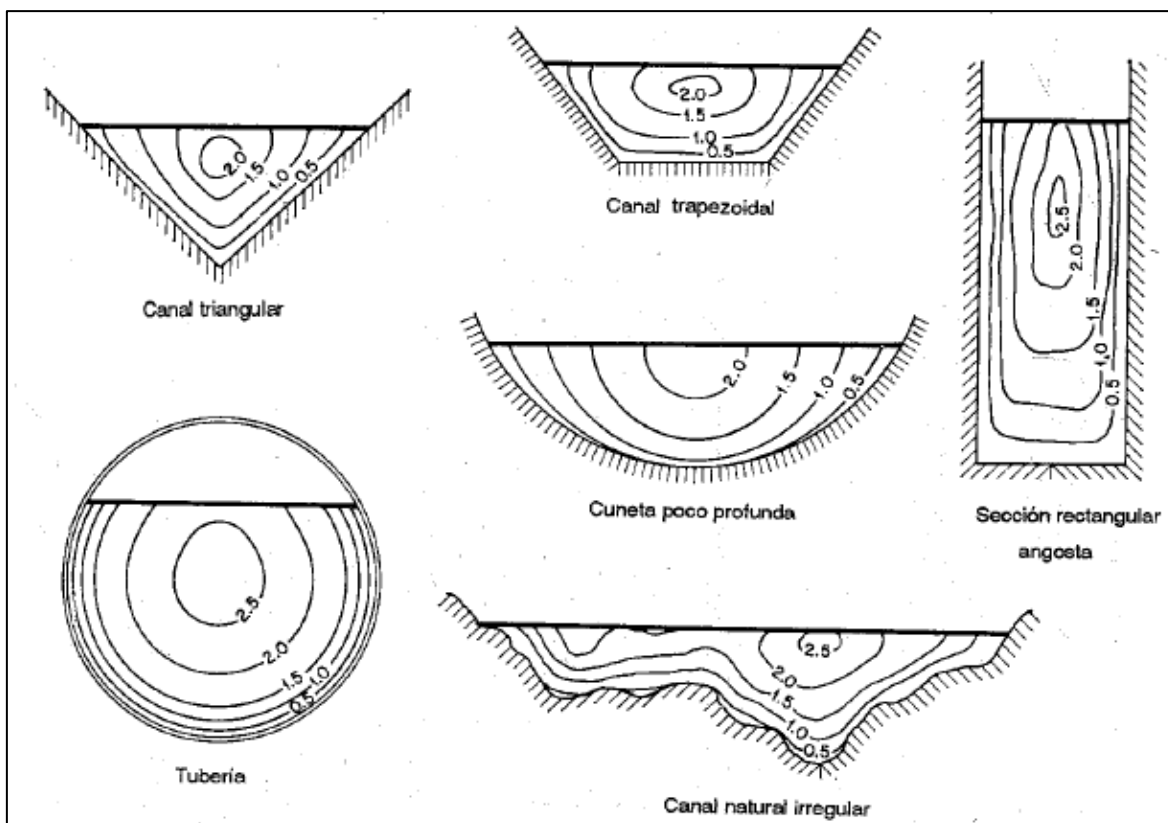


Figura 2.3 Distribución de velocidades en diferentes secciones de canal.

Fuente: Chow, (1994)

2.5.5. Pendiente en cauces naturales

En la hidráulica de canales se puede encontrar dos tipos de pendientes principales, las cuales son la pendiente de fondo del canal (S_o) y la pendiente de la línea de energía (S_f) conocida también como pendiente de fricción. Dichas pendientes las podemos observar en la siguiente figura:

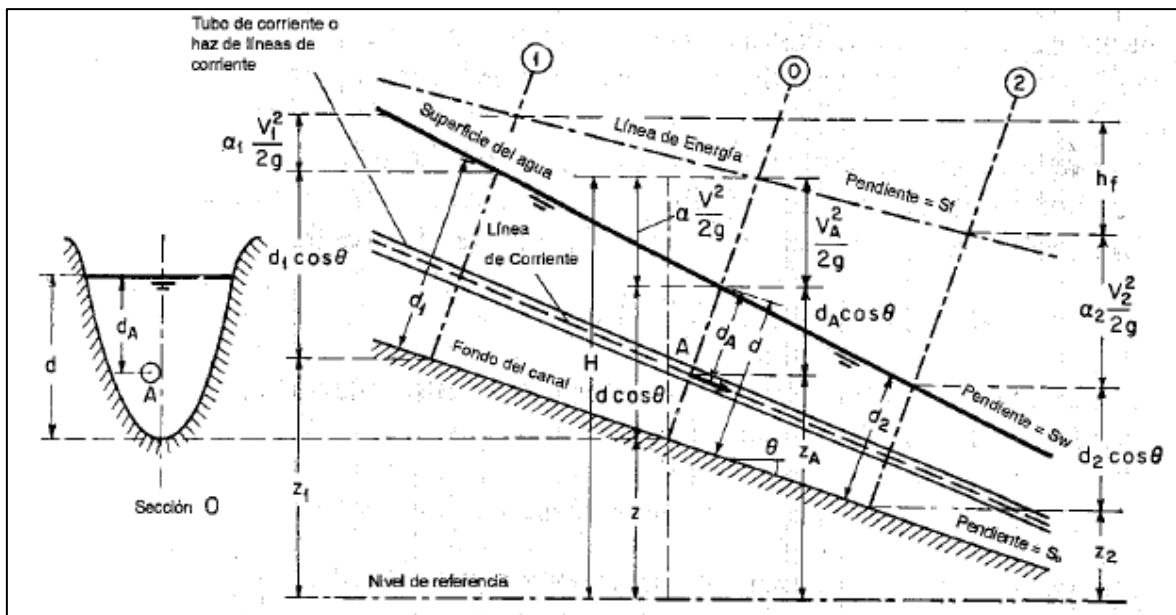


Figura 2.4 Pendientes en canales abiertos

Fuente: Chow, (1994)

Los canales naturales no prismáticos tienen la particularidad que la pendiente de fondo puede variar velozmente en intervalos de espacios pequeños, pero la pendiente de la línea de energía no presenta cambios bruscos o saltos muy marcados. La podemos calcular mediante la siguiente fórmula.

$$S_f = \frac{hf}{x}$$

Donde:

- S_f = Pendiente de la línea de energía o fricción (m/m).
- hf = Pérdida de energía entre 2 puntos (m).
- x = Distancia horizontal entre 2 puntos (m).

2.5.6. Ecuación de la energía

Para el cálculo de capacidad hidráulica y los niveles de agua, se realizará un cálculo en régimen permanente gradualmente variado, lo que nos permite calcular niveles de agua cuando la geometría es irregular.

El modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo. Utilizando la ecuación de la energía:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \beta_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \beta_2 \frac{V_2^2}{2g} + E$$

Donde:

- $Z_n + P_n$: Nivel de pelo de agua en los extremos del tramo (m).
- V_n : Velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo
- β_1, β_2 : Coeficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada.
- g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)
- E : Total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud L (m). (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

2.5.7. Gálbo o altura libre

El galibo se define como el espacio libre que existe entre el nivel máximo del flujo de crecida (N.A.M.E.) y el nivel de la parte inferior del tablero del puente.

En el Perú comúnmente se encuentra ríos con transporte de sólidos, esto por el carácter torrencioso de los mismos. Es por eso que para este caso en la etapa de diseño de puentes se puede tener en cuenta la siguiente recomendación.

- a) Si existe evidencia de que el flujo transporte material sólidos sean troncos, palizada u otros objetos, el gálbo mínimo que debería de considerarse deberá de ser de 2.5m. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008, pág. 93)

2.6. Socavación

Es importante conocer los conceptos sobre la socavación, ya que tal como se vio en la problemática, la socavación es la causa principal de colapsos de puentes en el mundo. Los estribos del puente San Martín.

2.6.1. Definición

Según Ministerio de Transporte y Comunicaciones: “la socavación es un fenómeno hidrodinámico que afecta directamente a las cimentaciones de los puentes. Esta es un conglomerado de distintos procesos producidos a largo plazo o de forma transitoria por el paso de avenidas” (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008, pág. 99).

Así mismo es considerada como la acción erosiva producida por una corriente de agua, esto se da mediante el proceso de excavación y transporte del suelo del lecho y los márgenes del cauce. Este proceso puede darse tanto en suelos sueltos como roca sólida. (Engineering American Society of Civil, 2020)

2.6.2. Transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos puede clasificarse de dos maneras: por suspensión o por arrastre (Bermúdez Badia, 2011).

Así mismo al ser la socavación un fenómeno erosivo en este proceso se pueden distinguir 3 etapas bien marcadas, estas son:

- Primera etapa: desprendimiento de partículas del lecho.
- Segunda etapa: transporte de las partículas desprendidas del lecho.
- Tercera etapa: sedimentación de dichas partículas. (Rodríguez Díaz, 2010, pág. 228)

Podemos encontrar dos tipos de flujo para el análisis de socavación, estos son:

2.6.2.1. Socavación en aguas claras

Este tipo de socavación se presenta cuando la relación entre la velocidad media del flujo y la velocidad erosiva del suelo del cauce es menor a 1, esto produce que no haya desprendimiento de partículas en las secciones anteriores al puente, por lo que al entrar en contacto con los estribos o pilares

solo habría desplazamiento de partículas, no habría reposición, es decir que la socavación sería máxima. (Rodríguez Diaz, 2010, pág. 228)

2.6.2.2. Socavación en lecho vivo

La socavación en lecho vivo se presenta cuando la relación entre velocidad media de flujo y la velocidad erosiva es mayor a 1. Mientras esta relación supere la unidad ira teniendo un crecimiento uniforme hasta que llega a un pico máximo que no es superado, empezando desde ese punto a comportarse de manera asintótica. El pico alcanzado en la socavación en lecho vivo es menor al alcanzado en la socavación en agua clara. (Melville & Coleman, 2000, pág. 195)

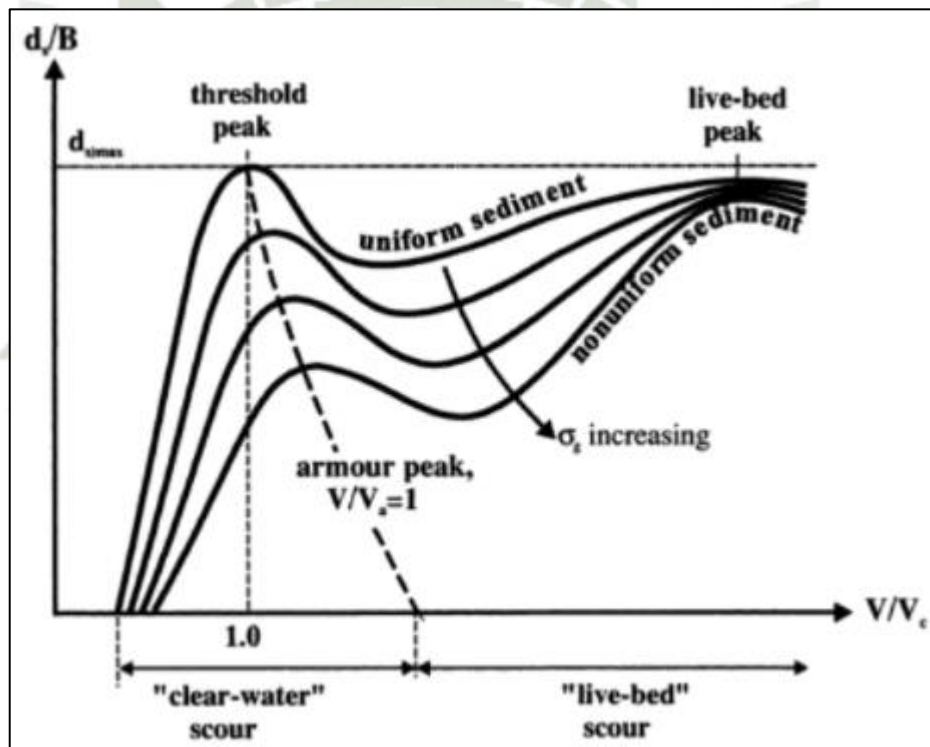


Figura 2.5 Variación de la profundidad de socavación en función a la Intensidad de flujo

Fuente: Melville & Coleman, (2000)

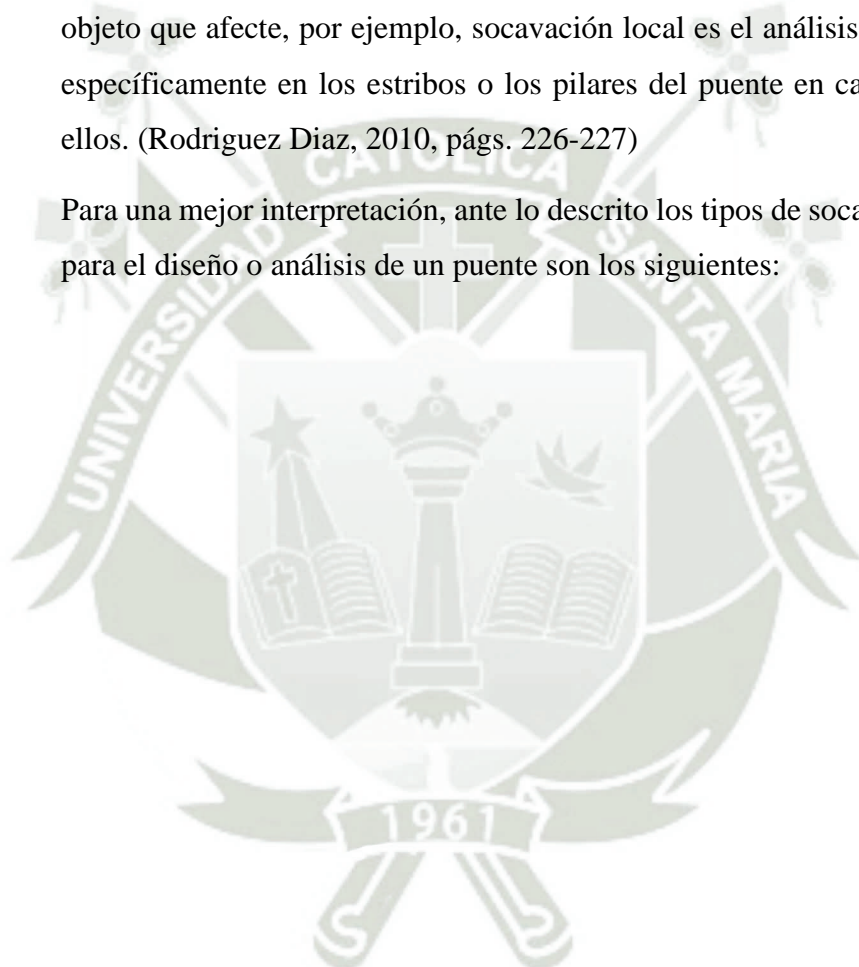
2.6.3. Tipo de socavación

La socavación se puede analizar no solo según la velocidad de flujo como se vio en el título anterior, sino también según el objeto afectado, la ubicación de este e incluso analizar según la condición del cauce.

Por ejemplo, se puede analizar una socavación que tendría lugar en independientemente de si existiera el puente o no, esta se llama socavación general, también se podría analizar la socavación en caso de que el cauce presente una curva, como su descripción lo indica esta sería socavación en curva. La presencia del puente requeriría un análisis de socavación transversal o por contracción.

También como se mencionó anteriormente se puede hacer el análisis según el objeto que afecte, por ejemplo, socavación local es el análisis de la socavación específicamente en los estribos o los pilares del puente en caso de contar con ellos. (Rodríguez Díaz, 2010, págs. 226-227)

Para una mejor interpretación, ante lo descrito los tipos de socavación a analizar para el diseño o análisis de un puente son los siguientes:



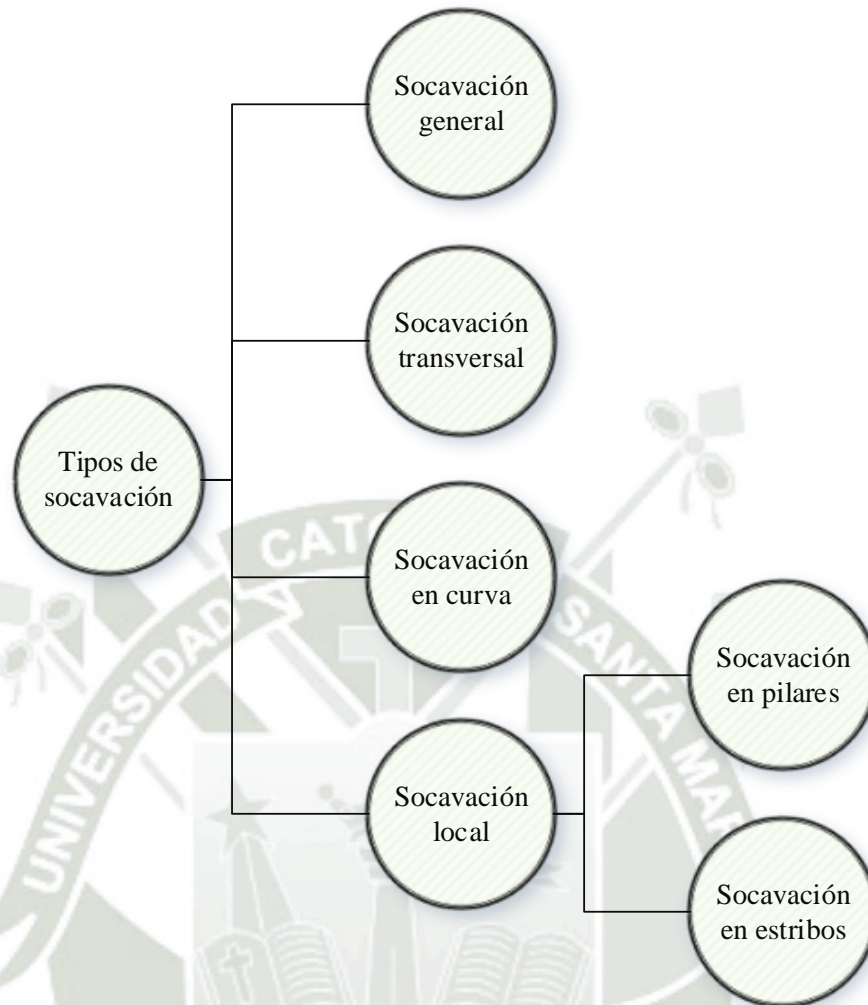


Figura 2.6 Tipos de socavación en puentes

Fuente: Elaboración propia

En el caso del puente San Martín no cuenta con pilares, por lo que el análisis de socavación local solo se realizará para los estribos, también por la ubicación de este no se realizó la socavación en curva debido a que se encuentra ubicado en un tramo lineal del río.

2.6.3.1. Socavación general

“La socavación general se define como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una creciente debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido de la corriente, a consecuencia del aumento de la velocidad” (Rodríguez Díaz, 2010, pág. 237).

Uno de los métodos más completos para el análisis de la socavación general es el de Lischtván-Lebediev, este depende mucho del tipo de suelo que

conforma el lecho, es por eso que la socavación general se podría clasificar de la siguiente manera:

Clasificación para la socavación general		
Tipo de cauce	Material de fondo	Distribución de materiales en el fondo
Definido	Cohesivo	Homogéneo
		Heterogéneo
	No cohesivo	Homogéneo
		Heterogéneo
No definido	Cohesivo	Homogéneo
		Heterogéneo
	No cohesivo	Homogéneo
		Heterogéneo

Tabla 2.3 Clasificación para socavación general

Fuente: Rodríguez Diaz, (2010)

2.6.3.2. Socavación transversal

La socavación transversal en un estrechamiento es el descenso del fondo del cauce de un río en las secciones transversales donde se reduce el ancho, esto sucede por el aumento de la velocidad del flujo en esa zona. Los estrechamientos suceden cuando se construyen estructuras dentro del cauce de un río, por ejemplo, accesos a puentes o números excesivos de pilas. (Rodríguez Diaz, 2010, pág. 246)

El método de Straub es el más utilizado para un cálculo sencillo de socavación cuando ha habido una reducción de la sección hidráulica por alguna obra.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1$$

Donde:

- Hs: Profundidad de la lámina de agua en sección reducida (m).
- H1: Profundidad de la lámina de agua en la sección aguas arriba inalterada (m).

- β_1, β_2 : Ancho de la superficie libre en las mismas secciones.

2.6.3.3. Socavación local

Es el tipo de socavación que ocurre por la presencia de estructuras que producen la distorsión del régimen de flujo, esto sucede principalmente con los pilares y estribos de los puentes.

El puente San Martín no cuenta con pilas por lo que solo se desarrollará la socavación local para sus estribos, siendo así el cálculo de la socavación local en estribos por lo general se utilizan los métodos de Field, Liu y Alia, Artamonov y Froehlich. (Rodríguez Diaz, 2010, pág. 281)

2.7. Marco normativo

El marco normativo por aplicarse en la presente investigación es el siguiente.

- a) Manual de hidrología, hidráulica y drenaje: Este documento servirá de guía y procedimiento para el diseño de las obras de drenaje superficial y subterráneo de la infraestructura vial (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008).
- b) Manual de puentes: Este documento indica los estudios y trabajos previos, así como las consideraciones para el diseño de puentes en el aspecto hidrológico e hidráulico (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018).
- c) Normas internacionales: ASTM D422 (NTP 339.128), ASTM D2216 (NTP 339.127) y ASTM D854 (NTP 339.131). Estos documentos nos brindan la guía y procedimiento para realizar los ensayos de granulometría, contenido de humedad y peso específico respectivamente.

3. METOLOGÍA PROPUESTA

3.1. Tipo y nivel de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación es aplicada porque tiene propósitos prácticos inmediatos bien definidos, es decir, se investiga para actuar, transformar, modificar o producir cambios en el objeto de estudio. Para realizar investigaciones aplicadas es muy importante contar con el aporte de las teorías y métodos validados por la comunidad científica. En el caso de la presente investigación, se toma como referencia al análisis de riesgos propuesto por el Project Management Body of Knowledge. (Project Management Institute, 2017)

3.1.2. Nivel de investigación

El nivel de la investigación es descriptivo porque se señala cómo es y cómo se manifiesta un fenómeno o evento. Además, se busca especificar las propiedades importantes para medir y evaluar aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno a estudiar. En el caso del presente estudio, se plantea analizar los caudales que transitan por el cauce del puente San Martín y estimar su probabilidad de ocurrencia según los escenarios que indica la normatividad vigente.

3.2. Variables

3.2.1. Variables independientes

- Periodo de retorno.
- Ubicación del puente.
- Estructura del puente.

3.2.2. Variables dependientes

- Caudal.
- Socavación.
- Erosión en la superestructura.
- Inundación.

3.3. Método de investigación

3.3.1. Área de estudio

El puente San Martín se construyó con la finalidad de permitir la conexión de los extremos separados por el río Chili. A continuación, se detallará la ubicación del puente San Martín.

- Departamento: Arequipa.
- Provincia: Arequipa.
- Distrito: Cercado de Arequipa.
- Coordenadas de inicio y fin:

	Coordenadas geográficas		Coordenadas UTM	
	Lat	Long	E	N
Inicio	16°24'14.65"S	71°32'36.94"O	228335	8184664
Fin	16°24'14.19"S	71°32'37.94"O	228305	8184678

Tabla 3.1 Coordenadas del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

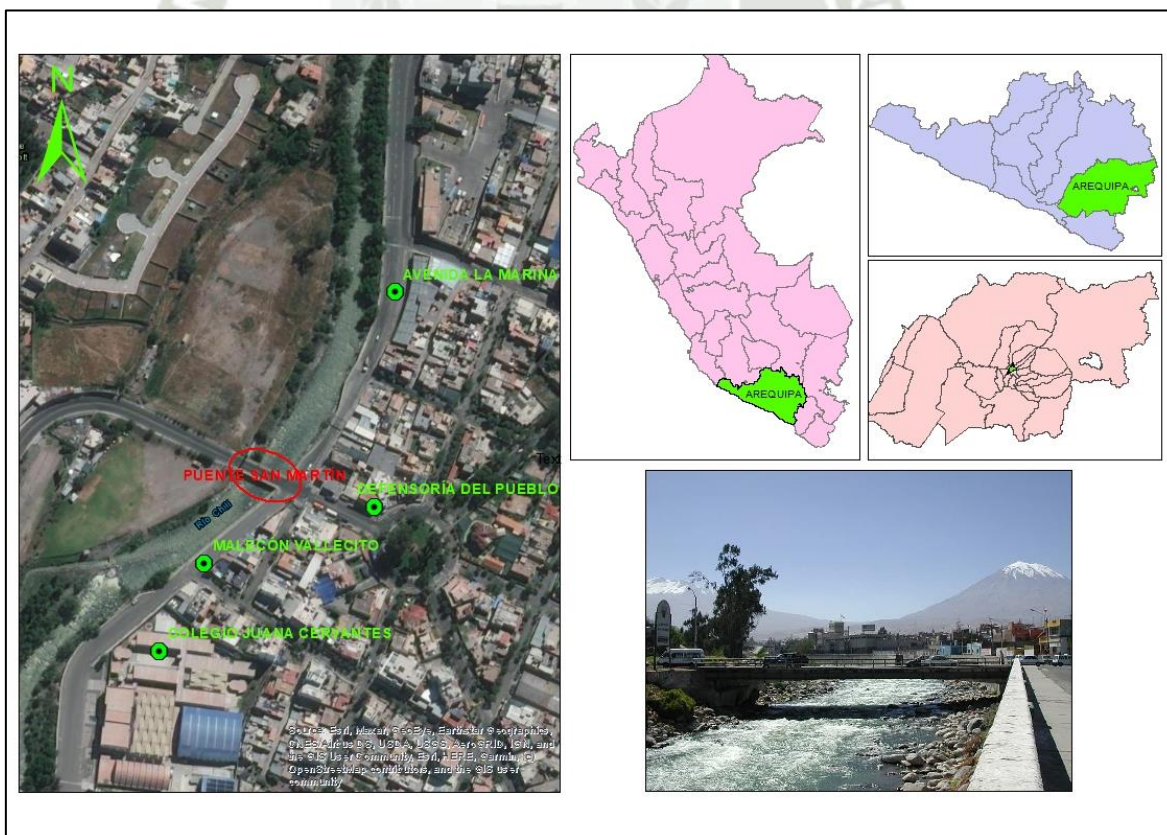


Figura 3.1 Ubicación Puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

3.3.1.1. Caracterización del puente San Martín

El puente San Martín es una estructura de concreto armado, y es un puente tipo losa, este se encuentra apoyado en dos estribos a sus extremos.

Para la correcta caracterización del puente y para realizar el análisis de riesgo hidrológico e hidráulico es imprescindible conocer la geometría de los estribos y de la superestructura, por lo que se solicitó información sobre el puente a la Municipalidad Provincial de Arequipa, institución que nos dio una respuesta negativa alegando que ya que el puente cuenta con más de 30 años de antigüedad los planos son difícilmente ubicables.

Es por ese motivo, que se decidió realizar un levantamiento topográfico de la geometría del puente, así como del río, información que también fue necesaria para el análisis respectivo. El levantamiento se realizó con el apoyo de una estación total Leica, modelo TS06.

En la siguiente fotografía podemos observar el levantamiento realizado desde la parte superior del puente, aguas abajo del puente San Martín en la margen derecha del río Chili:

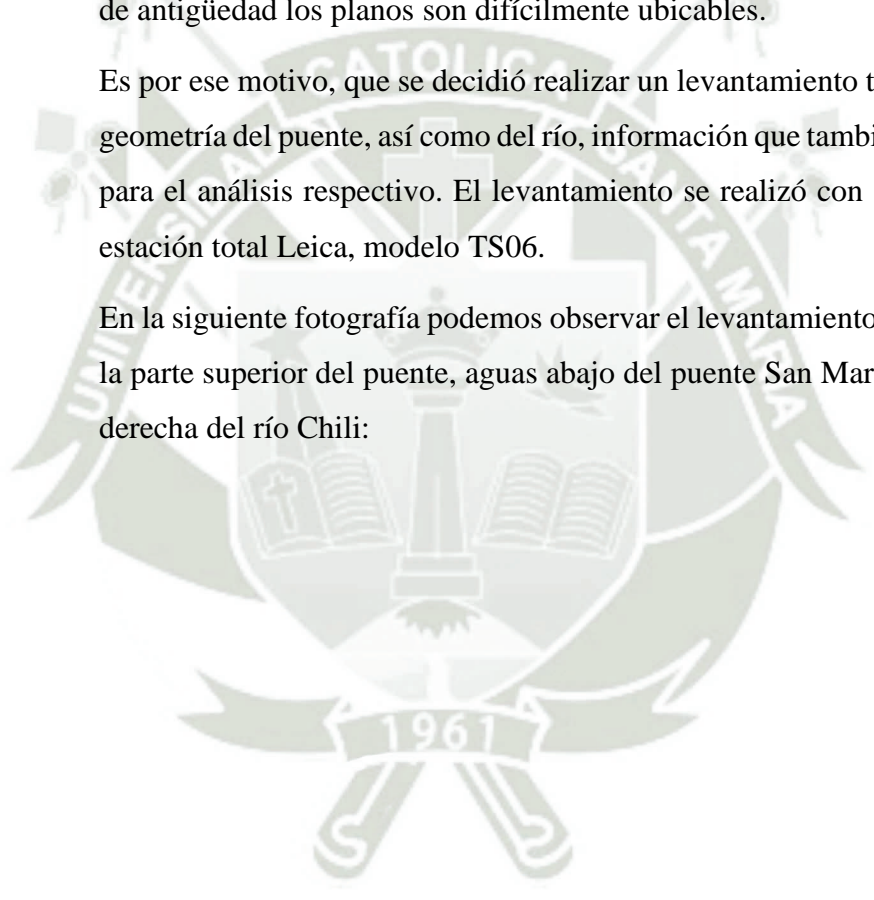




Figura 3.2 Levantamiento topográfico del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

3.3.1.2. Accesibilidad al puente San Martín

El puente San Martín encontrándose en funcionamiento presenta acceso peatonal como vehicular perfectamente. Se puede acceder al borde del cauce del río Chili en su margen derecha para poder observar con más detalle la subestructura del puente, por otro lado, el estribo ubicado en el margen izquierdo del río es casi inaccesible ya que se tiene que cruzar el río obligatoriamente para llegar ahí.

3.3.1.3. Estado actual del puente San Martín

Se realizó una visita a campo al puente San Martín con los objetivos de observar el funcionamiento y geometría del puente, el estado de la superestructura y de la subestructura y finalmente verificar si es que hay presencia de socavación en los estribos.

Actualmente el puente San Martín se encuentra abierto y totalmente funcional en sus dos carriles que conectan los distritos de Cercado de Arequipa y Yanahuara.

El puente cuenta con barandas de 1.00 m. de altura en ambos lados, las cuales cumplen la función de resguardar a los peatones que transitan por el puente. En la siguiente fotografía podemos observar una vista panorámica del puente San Martín desde una posición aguas arriba.



Figura 3.3 Vista aguas arriba del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia.

En la imagen se puede apreciar que el tránsito es normal, y el tirante del río es bajo ya que nos encontramos en época seca o de estiaje (Setiembre).

Se logró acceder a la subestructura por el margen derecho del río, para lograr observar el estado de la parte inferior del tablero y subestructura a mayor detalle, en una vista de aguas abajo hacia aguas arriba.



Figura 3.4 Puente San Martín visto desde el cauce del río en su margen derecha

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la fotografía solo se puede acceder fácilmente al estribo derecho del puente en el cauce del río, ya que sería muy peligroso cruzar al otro lado del cauce a través del río además de no haber fácil acceso por el otro lado del puente.

El tablero se ve aparentemente en buen estado, presentando algunas señales de erosión tanto en la parte lateral como inferior tal y como se puede observar en la siguiente fotografía.



Figura 3.5 Erosión en la parte lateral e inferior del tablero del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

Así mismo podemos observar como el tablero esta tiznado quizás por fogatas o humo que se haya realizado cerca al mismo.

También podemos encontrar presencia de vegetación cercana al estribo ubicado en el margen derecho del río Chili.

En la fotografía a continuación se puede observar el estribo en la margen derecha del río desde una vista aguas arriba hacia aguas abajo.



Figura 3.6 Estribo derecho del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la imagen, el estribo derecho se encuentra aparentemente en buen estado, este no presenta signos de erosión ni tampoco signos de socavación en la base.

El estribo izquierdo como se mencionó anteriormente no cuenta con un acceso sencillo, pero se puede observar desde el margen derecho del río como se muestra en la siguiente fotografía.



Figura 3.7 Estribo izquierdo del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la imagen, el estribo izquierdo se encuentra aparentemente en buen estado, este no presenta signos de erosión ni tampoco signos de socavación en la base, también podemos encontrar vegetación aguas abajo cercana al estribo.

El tablero en la parte superior se encuentra pavimentado y se encuentra en un estado regular, ya que presenta algunos baches en el pavimento como se puede observar en la siguiente fotografía.



Figura 3.8 Estado actual de pavimento del Puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

Es bueno resaltar que la inspección realizada, mostrada en las fotografías anteriores fue de mucha utilidad para la realización del modelo hidráulico, ya que nos permitió reflejar la geometría y el cauce del río lo más exacto que nos fue posible.

3.3.2. Materiales y equipos

El material y equipo por utilizar serán de acuerdo a las actividades a realizar, las cuales se detallan a continuación.

3.3.2.1. Levantamiento topográfico

Fue necesario realizar un levantamiento topográfico, en el que se utilizó estación total, trípode, tablero para toma de datos, prismas, etc.

3.3.2.2. Ensayo de granulometría

Los materiales y equipos utilizados fueron los siguientes:

- Muestra de suelo, extraído según las recomendaciones del Manual de hidrología e hidráulica
- Balanzas: De con precisión 0.01 g para material que pasa la malla N° 10 (2.0 mm) y con precisión de 0.1% de la masa de la muestra para el material retenido en la malla N° 10.
- Agitador: dispositivo de agitación eléctrico.
- Tamices: Serie de tamices de malla cuadrada que cumpla con la ASTM, un juego de tamices completo incluye los siguientes. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

TAMICES	DESIGNACIÓN ASTM
75.00 mm	(3 pulg.)
50.00 mm	(2 pulg.)
37.50 mm	(1 ½ pulg.)
25.00 mm	(1 pulg.)
19.00 mm	(¾ pulg.)
09.50 mm	(3/8 pulg.)
04.75 mm	(N° 4)
02.00 mm	(N° 10)
850 μm	(N° 20)
425 μm	(N° 40)
250 μm	(N° 60)
106 μm	(N° 140)
75 μm	(N° 200)

Tabla 3.2 Tamices ASTM

Fuente: Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual- INDECOPI, (2000)

- Dispositivo de control de tiempo: Un cronometro.

3.3.2.3. Ensayo de contenido de humedad

Los materiales y equipos utilizados fueron los siguientes:

- Muestra de suelo, extraído según las recomendaciones del Manual de hidrología e hidráulica.
- Balanzas: de precisión de 0.01g para muestras de menos de 200 g y de precisión de 0.1 g para muestras de 200 g.
- Recipientes: apropiados y resistentes al cambio de peso cuando se someten a enfriamientos o calentamientos.
- Desecador: se utilizó un horno eléctrico en reemplazo de este equipo.
- Utensilios para manipulación de recipientes: guantes o tenazas para manipular recipientes calientes.
- Otros utensilios: Empleo de espátulas, cucharas, divisores de muestras, etc. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

3.3.2.4. Ensayo de peso específico

Los materiales y equipos utilizados fueron los siguientes:

- Muestra de suelo, extraído según las recomendaciones del Manual de hidrología e hidráulica (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008).
- Picnómetro: con capacidad aproximada de 100 cm³.
- Balanza: con precisión de 0.01 g.
- Desecador: se utilizó un horno eléctrico en reemplazo de este equipo.
- Varios: Capsulas de porcelana, termómetro, pipeta, etc. (Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual - INDECOPI, 1999)

3.3.3. Recolección de datos

En la figura 3.9 se muestra la información recolectada para el desarrollo del análisis del riesgo hidrológico e hidráulico del puente.



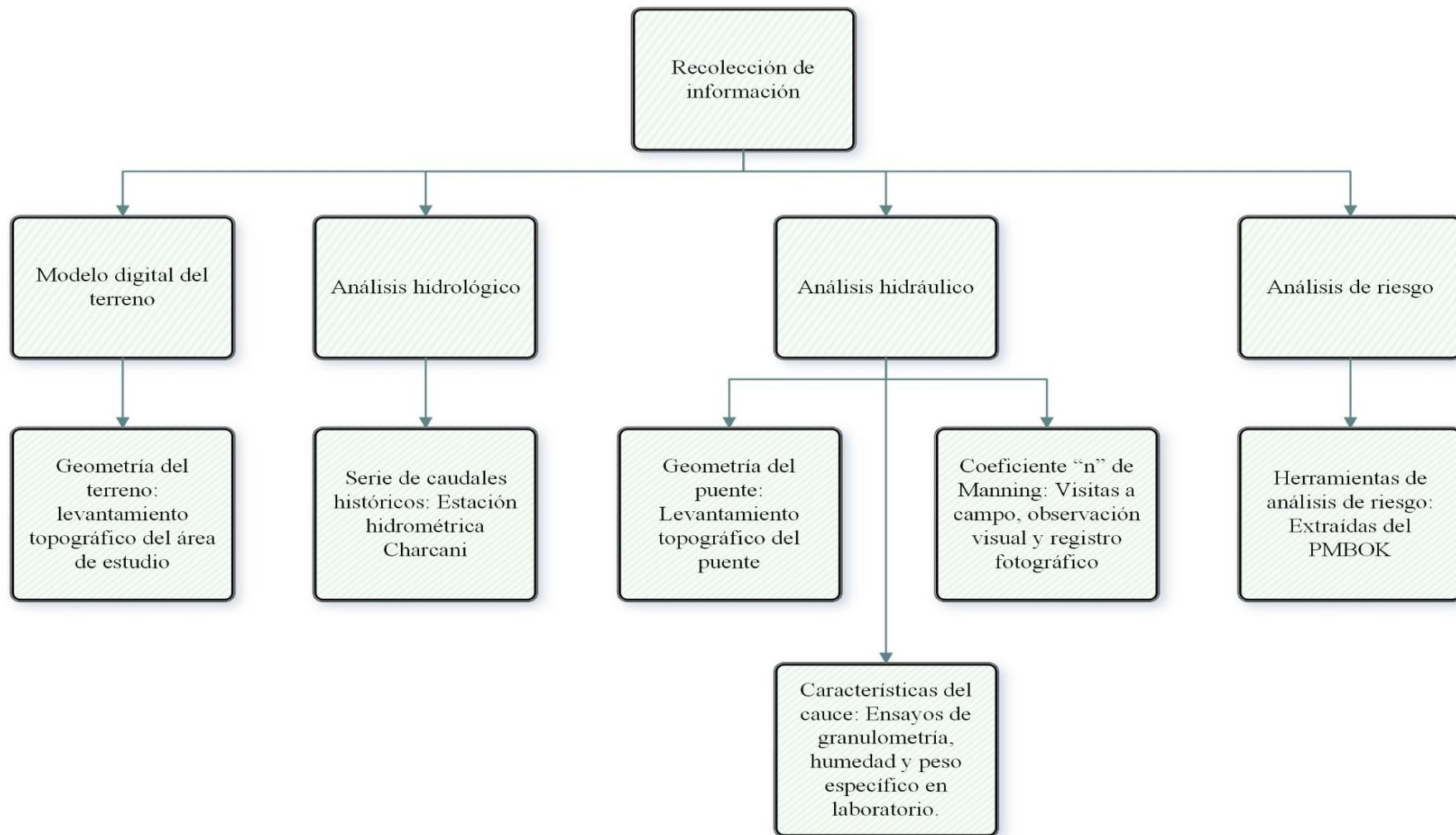


Figura 3.9 Diagrama de recopilación de Información

Fuente: Elaboración propia

Información sobre el terreno o zona de estudio: para la obtención del modelo digital del terreno se realizó un levantamiento topográfico de 250 m aguas arriba y 150 aguas abajo partiendo del puente San Martín.

Información sobre serie caudales máximos anuales: se recopiló del registro de trabajos de investigación previos realizados en la cuenca del río Chili, esta misma se corroboró y validó con la información que brinda AUTODEMA gratuitamente en su portal web.

Información sobre el puente: se solicitó información sobre el puente a la Municipalidad Provincial de Arequipa y no fue posible conseguirla, ya que no disponían de dicha información. Se realizó un levantamiento topográfico del puente para obtener datos de su geometría, siendo esta información necesaria, ya que es parte fundamental del modelamiento hidráulico.

La información sobre las características del cauce del río: para el análisis hidráulico y de socavación se realizó mediante visitas al área de estudio en la que se utilizó como herramienta principal la observación, esto para el cálculo coeficiente de rugosidad “n” de Manning del cauce utilizando los criterios y formulación de Cowan y un registro fotográfico para determinar la validez del valor hallado, la siguiente figura muestra el formato de recolección de datos para el cálculo del coeficiente.

AREA EN ANÁLISIS			
COORDENADA UTM	ESTE (X) NORTE (Y)		
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.
n0			
n1			
n2			
n3			
n4			
m5			
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n			

INSERTAR FOTOGRAFÍA

Figura 3.10 Formato de cálculo de rugosidad

Fuente: Elaboración propia.

Para la caracterización del terreno en donde se encuentran cimentados los estribos del puente se realizó un estudio de suelos en el que se realizó los ensayos de granulometría, contenido de humedad y peso específico de la muestra.

La información sobre el análisis de riesgo: se recopiló herramientas y/o procedimientos para la identificación y cuantificación del riesgo del PMBOK. (Project Management Institute, 2017)

3.3.4. Procesamiento de la información

3.3.4.1. Procesamiento hidrológico

Se obtuvo la serie de caudales máximos mensuales, lo que permitió obtener la serie de caudales máximos anuales. Esta serie de datos se procesó mediante un análisis de frecuencia de probabilidades tanto empírico como teórico con el que posteriormente se realizó las pruebas de bondad y ajuste, esto con el fin de encontrar cuál de los métodos utilizados en el análisis estadístico es la más precisa.

Se seleccionó los periodos de retorno en base a las recomendaciones del Manual de hidrología e hidráulica los cuales fueron usados junto con los datos del análisis de frecuencia de probabilidades para estimar los caudales. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008)

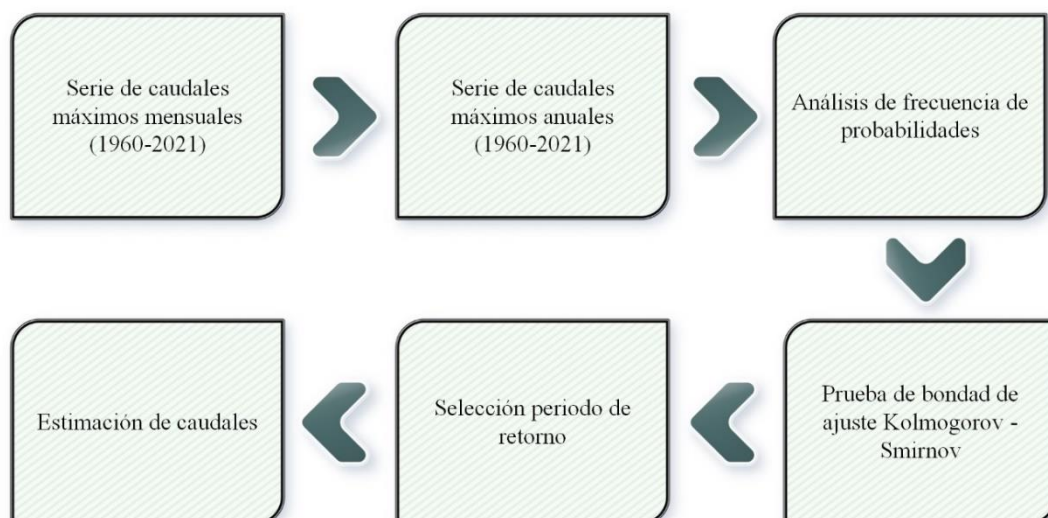


Figura 3.11 Diagrama de flujo de procesamiento de información hidrológica

Fuente: Elaboración propia.

3.3.4.2. **Procesamiento información topográfica**

Al culminar el levantamiento topográfico del terreno, la información que se obtiene son múltiples puntos los cuales nos brindan datos de posición XY y altura Z. Esta información se procesó en el software AutoDesk Civil 3D, se realizó los siguientes procesos:

- Se realizó la creación de superficie donde figure el cauce en la extensión necesaria para el análisis.
- Se generó un alineamiento en sentido inverso dibujando la polilínea en el eje de la quebrada de aguas abajo hacia aguas arriba, para que el alineamiento salga en sentido contrario al flujo.
- Se generó las secciones transversales del río cada 10 metros.
- Se delimitó los márgenes del cauce. Al dibujar los márgenes se respetó el alineamiento creado anteriormente no el del flujo.
- Finalmente se exportó la información a HECRAS con la opción que brinda el software, donde se escogió los parámetros que solicitó la ventana emergente y se escogió la ruta donde será guardado para luego ser abierto desde el software HECRAS.

3.3.4.3. **Procesamiento información del estudio de suelos**

La información obtenida de los ensayos de granulometría, contenido de humedad y peso específico, se utilizó para el análisis hidráulico especialmente en el cálculo de la socavación general y local, ya que muchas de las ecuaciones requieren estos datos concernientes al suelo.

3.3.4.4. **Procesamiento hidráulico**

Esta etapa del estudio comprendió esencialmente el modelamiento hidráulico unidimensional del río Chili, específicamente aguas arriba y aguas abajo del puente San Martín.

Al no contar con los planos del puente, se realizó el levantamiento topográfico de la superestructura y los estribos del puente. Estos datos fueron procesados con el software AutoDesk Civil 3D para así obtener la geometría del puente.

El estudio de socavación necesita como información de entrada la geometría de los estribos del puente y los caudales obtenidos del análisis hidrológico, se procesó dicha información y se obtuvo como resultados las características del flujo que pasa por debajo del puente San Martín en los puntos desfavorables para la estructura.

Estas características fueron necesarias para el cálculo de la socavación en los estribos, así como para el análisis de inundación de la superestructura del puente. La herramienta utilizada para todo este proceso fue el software HEC-RAS (River Analysis System, desarrollado por el Hydrologic Engineering Center, del US Army Corps of Engineers). (Rodríguez Díaz, 2010)

3.3.4.5. Procedimiento para el análisis de riesgo

Se realizó una adaptación de los parámetros del MANUAL BÁSICO PARA LA ESTIMACIÓN DEL RIESGO y una adaptación de procesos y herramientas del PMBOK para la estimación de los riesgos a los que está expuesto el puente San Martín, evaluando principalmente la probabilidad de ocurrencia y los impactos de dichos riesgos. (Instituto nacional de defensa civil, 2006)

La metodología se basó principalmente en dos partes:

- Identificación de riesgos: Se usó una matriz de identificación de riesgos en la que se describió el riesgo. Se utilizó una herramienta del PMBOK que es el análisis de causa raíz y finalmente se describió su impacto, obteniendo así la siguiente tabla.

MATRIZ DE IDENTIFICACIÓN DE RIESGOS				
Id	Riesgo	Descripción de riesgo	Causa Raíz	Impacto

Tabla 3.3 Matriz Identificación de riesgos

Fuente: Elaboración Propia

- Análisis cualitativo de riesgos: Se determinó el impacto y la probabilidad del riesgo dándoles valores de 0 a 100% utilizando los distintos criterios en función al parámetro a evaluar. A continuación, se muestra un ejemplo de análisis para el parámetro evaluativo “Socavación en la cimentación”.

Escala	Impacto (I) %	Parámetro: socavación en la cimentación
Muy alto	81-100	Estribos desprotegidos ante avenidas extraordinarias.
Alto	61-80	Estribos poco protegidos ante avenidas extraordinarias.
Medio	41-60	Estribos medianamente protegidos ante avenidas extraordinarias.
Bajo	21-40	Estribos protegidos ante avenidas extraordinarias.
Muy bajo	0-20	Estribos altamente protegidos ante avenidas extraordinarias.

Tabla 3.4. Impacto del daño a la estructura

Fuente: Elaboración propia

Escala	Posibilidades de ocurrencia (%)
Muy alto	81-100
Alto	61-80
Medio	41-60
Bajo	21-40
Muy bajo	0-20

Tabla 3.5 Probabilidad de ocurrencia del riesgo

Fuente: Elaboración propia

Finalmente se multiplicó los valores de impacto y ocurrencia para determinar el valor de riesgo obteniendo la ponderación final.

Riesgo	I x P
Muy alto	61-100
Alto	31-60
Medio	16-30
Bajo	6-15
Muy bajo	0-5

Tabla 3.6. Ponderación del Riesgo

Fuente: Elaboración propia

		Riesgo = I x P					
		0.05	0.1	0.2	0.4	0.8	
PROBABILIDAD	MA	0.9	0.05	0.09	0.18	0.36	0.72
	A	0.7	0.04	0.07	0.14	0.28	0.56
	M	0.5	0.03	0.05	0.10	0.2	0.4
	B	0.3	0.02	0.03	0.06	0.12	0.24
	MB	0.1	0.01	0.01	0.02	0.04	0.08
			MB	B	M	A	MA
			IMPACTO				

Tabla 3.7 Matriz de probabilidad e impacto

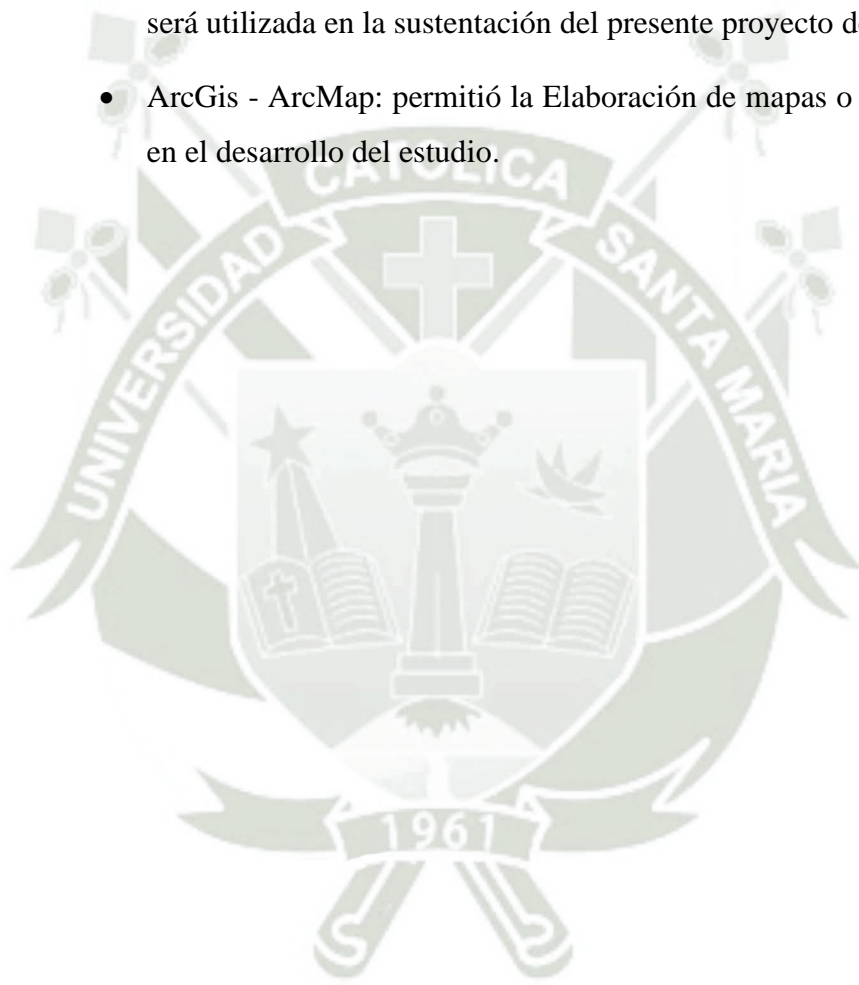
Fuente: Elaboración propia

3.3.4.6. Software utilizado

Para el desarrollo del trabajo de investigación se utilizó el siguiente software:

- Autodesk Civil 3D: permitió procesamiento de la información del levantamiento topográfico realizado y poder obtener el modelo digital del terreno.
- HEC-RAS: este software cumplió la función de la realización del análisis hidráulico, permitió también realizar la estimación de la profundidad de socavación del puente.

- Microsoft Excel: nos permitió la realización de tablas y gráficas, así como su uso como hoja de cálculo.
- Microsoft Word: nos permitió la redacción del trabajo de investigación.
- Microsoft Visio: nos permitió la realización de esquemas y diagramas de flujo.
- Microsoft PowerPoint: permitió la Elaboración de la presentación que será utilizada en la sustentación del presente proyecto de investigación.
- ArcGis - ArcMap: permitió la Elaboración de mapas o figuras utilizadas en el desarrollo del estudio.



4. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

4.1. Caracterización de la cuenca Quilca Chili

4.1.1. Ubicación

La cuenca Quilca Chili se encuentra ubicada al sur del país en el departamento de Arequipa y dentro de las provincias de Arequipa, Caylloma y Camaná entre la latitud sur $15^{\circ}37'50''$ y $16^{\circ}47'10''$ y la longitud oeste $70^{\circ}49'15''$ y $72^{\circ}26'35''$. La cuenca Quilca Chili es una de las 159 cuencas existentes en el país, esta se encuentra ubicada en la vertiente occidental de la Cordillera de los Andes por lo que forma parte a la vertiente del océano Pacífico. (Autoridad Nacional del Agua, 2015, pág. 67)

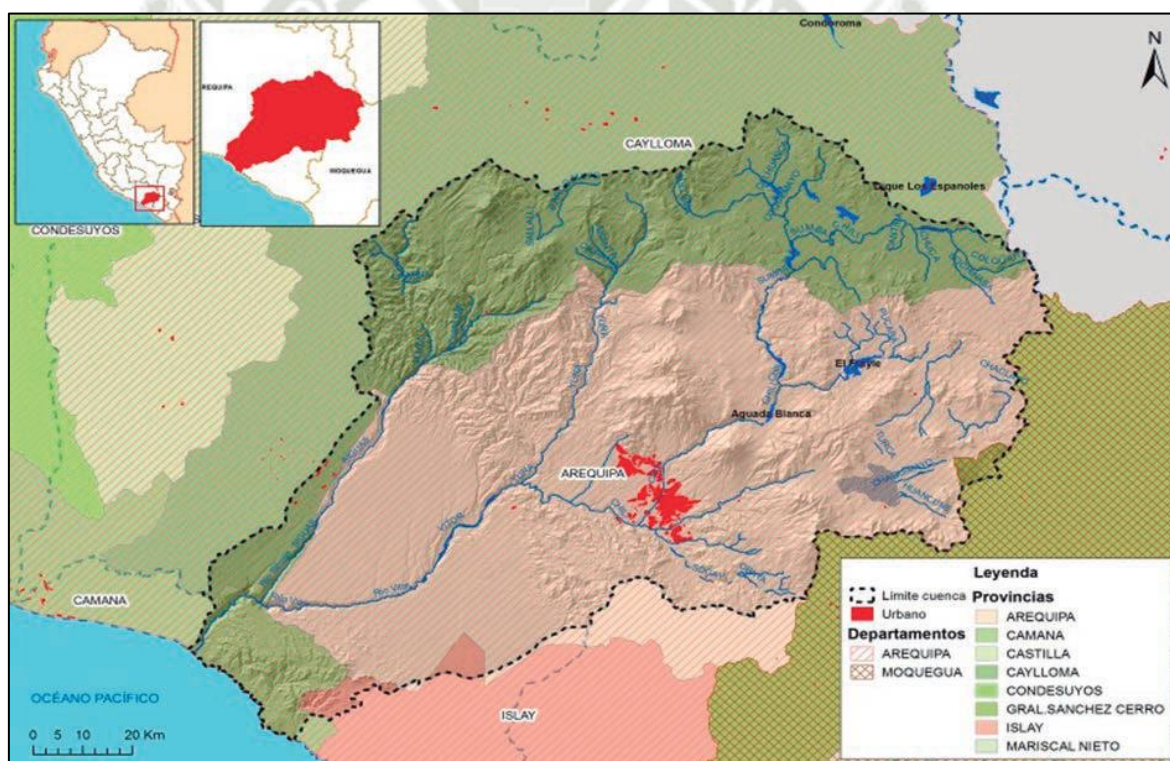


Figura 4.1 Ubicación de la Cuenca Quilca - Chili y principales provincias

Fuente: Autoridad Nacional del Agua, (2015)

Como se puede observar en la imagen, la Cuenca se encuentra delimitada políticamente del siguiente modo:

- Por el norte: Caylloma (Arequipa) y Santa Lucía (Puno).

- Por el sur: Camaná e Islay (Arequipa).
- Por el este: Islay (Arequipa) y General Sánchez Cerro (Moquegua).
- Por el oeste: océano Pacífico.

El objeto de estudio se encuentra ubicado en la subcuenca Medio Quilca – Vitor – Chili que hidrográficamente tiene el código 1325, según la codificación Pfafstetter realizada por la Autoridad Nacional del Agua. Esto se puede apreciar en la siguiente imagen.

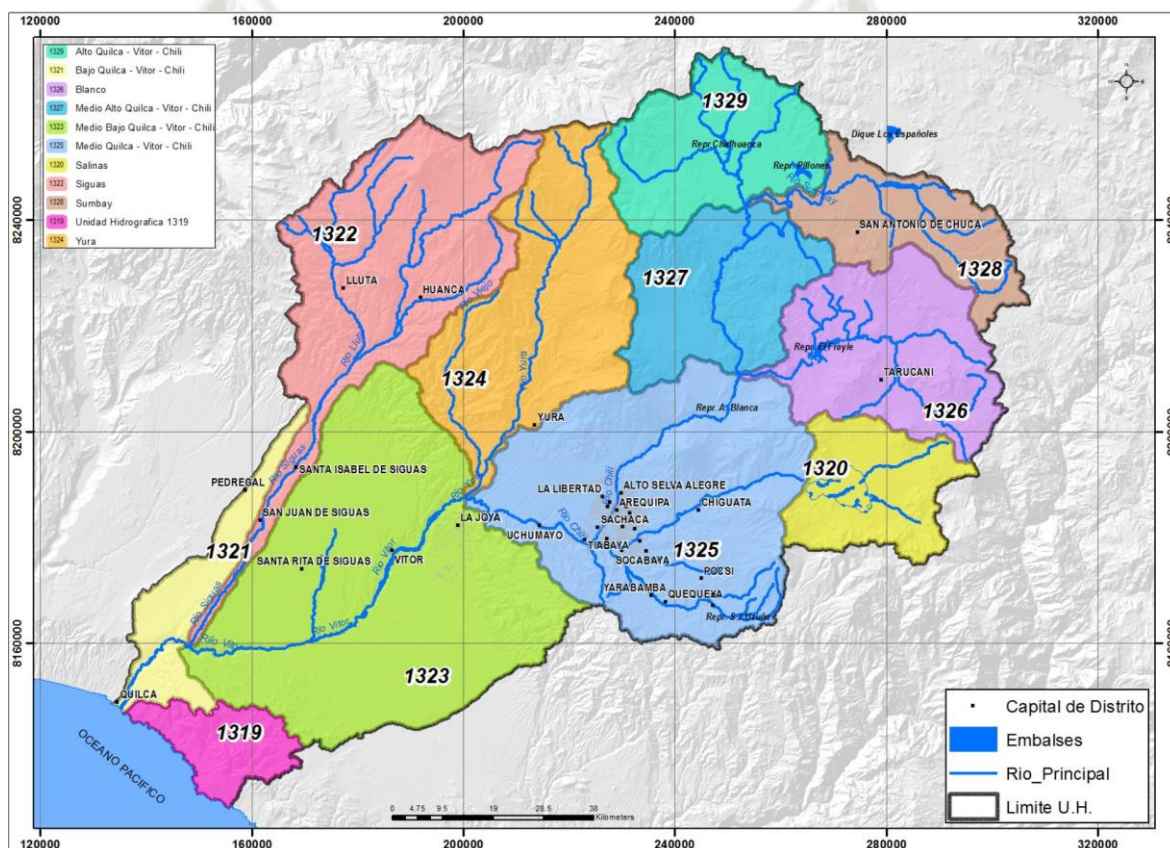


Figura 4.2 Unidades hidrográficas de la cuenca Quilca – Chili

Fuente: Autoridad Nacional del Agua, (2015)

La cuenca Quilca Chili cuenta con un área total de 13817.39 km² teniendo una distribución de sus unidades hidrográficas de la siguiente manera:

Unidad Hidrográfica	Superficie (km ²)	%
Alto Quilca-Vitor-Chili	949.62	6.87%
Bajo Quilca-Vitor-Chili	469.75	3.40%
Blanco	1161.98	8.41%
Medio-Alto Quilca-Vitor-Chili	934.66	6.76%
Medio-Bajo Quilca-Vitor-Chili	2932.59	21.22%
Medio Quilca-Vitor-Chili	2334.6	16.90%
Salinas	655.74	4.75%
Siguas	1762.38	12.75%
Sumbay	721.43	5.22%
U Hidrográfica 1319	360.38	2.61%
Yura	1534.26	11.10%
Área Total	13817.39	100.00%

Tabla 4.1 Distribución de áreas de unidades hidrográficas de la cuenca Quilca-Chili

Fuente: Autoridad Nacional del Agua, (2015)

4.1.2. Hidrografía

La cuenca Quilca Chili tiene sus inicios en el río Sumbay, este tiene su inicio a espaldas de la cordillera occidental, este tiene una longitud de 133.7 km hasta su confluencia con el río Blanco. Este río representa la zona de mayor área de drenaje y precipitación de la cuenca. (Autoridad Nacional del Agua, 2015, pág. 69)

Es necesario resaltar que a la altura del poblado Imata se produce el trasvase desde la cuenca Alto Colca a través del canal Pañe – Sumbay el cual tiene como función la derivación de los recursos hídricos regulados por el embalse el Pañe y los recursos no regulados de los ríos Bamputañe, Blanquillo, Colca y Antasalla.

En su tramo final toma el nombre de canal Zamácola que a su vez recibe agua del canal Antasalla, cuya función es derivar aguas del río Anchaparra hacia el canal Zamácola, el que finalmente confluye en el río Sumbay. El río Sumbay también recibe las aguas de los embalses Chalhuanca y Pillones construidos sobre los ríos del mismo nombre. (Autoridad Nacional del Agua, 2019, págs. 9-10)

El río Blanco es un tributario del río Sumbay en su margen izquierda, el caudal del río Blanco se encuentra regulado por el embalse el Frayle. Al llegar a su confluencia con el río Sumbay, este se convierte en el río Chili, el cual confluye

con el río Yura y poco después llegando a la última estructura de regulación que es el embalse Aguada Blanca a 3600 msnm.

Todo este recorrido de agua se le conoce como el Sistema Chili Regulado, el cual se puede observar y entender de una mejor manera en la siguiente imagen:



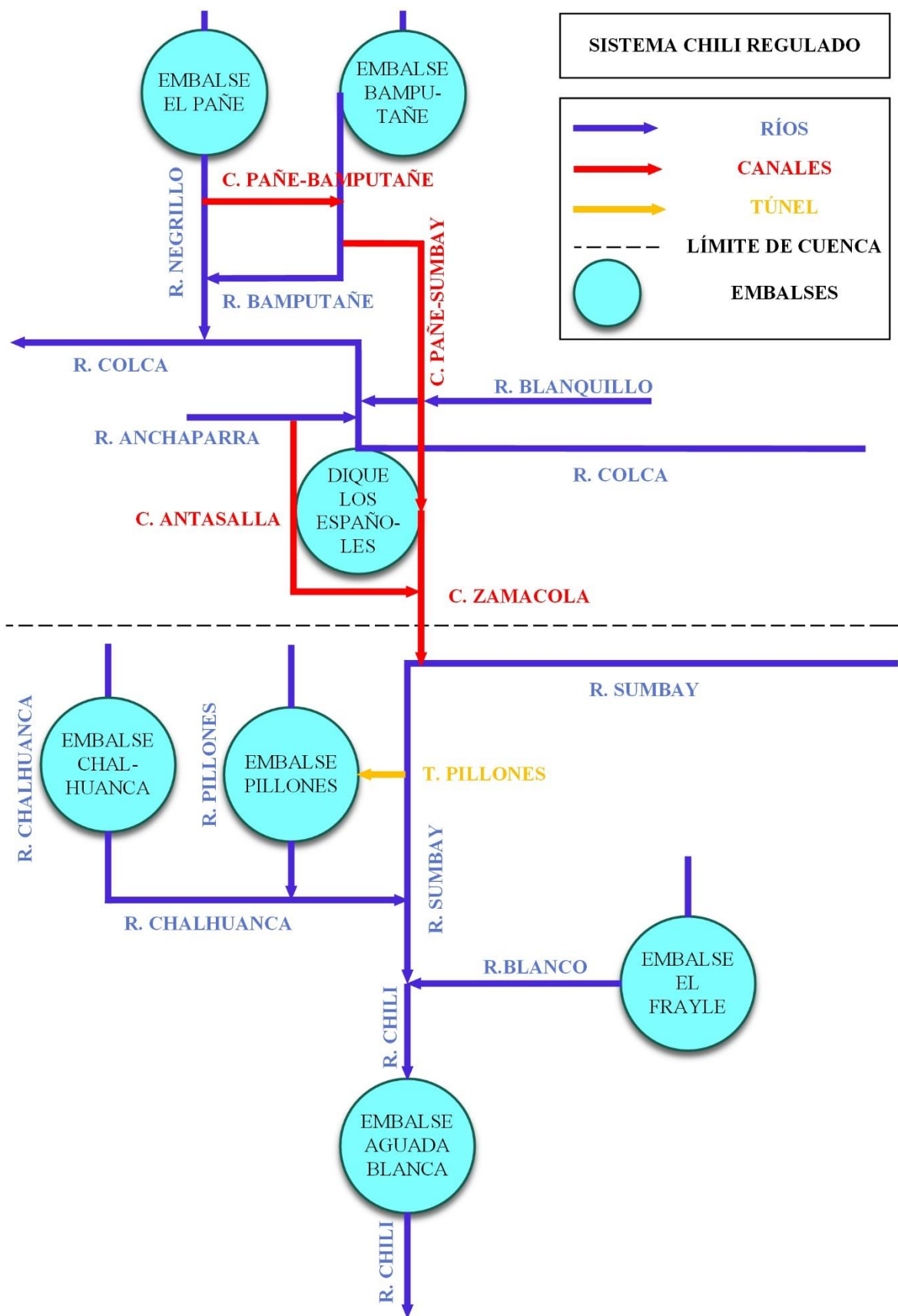


Figura 4.3 Diagrama de flujo del Sistema Chili Regulado

Fuente: Elaboración propia

4.1.3. Recursos hídricos

La gestión de los recursos hídricos de la cuenca Quilca-Chili, es responsabilidad del Consejo de Recursos Hídricos de la Cuenca Quilca-Chili (CRHC) del cual forman parte varias entidades y organizaciones cuya función principal es la planificación del aprovechamiento de los recursos hídricos en la cuenca de una manera sostenible. Algunas de estas organizaciones están encargadas principalmente de la operación de los embalses, estas son EGASA (Bamputañe, Chalhuanca y Pillones) y AUTODEMA (El Pañe, Dique los Españoles, El Frayle y Aguada Blanca). Así también encontramos a SENAMHI como encargado de la operación de las estaciones meteorológicas e hidrológicas dispuestas a lo largo de la cuenca Quilca-Chili. (Autoridad Nacional del Agua, 2015)

En las siguientes tablas podemos observar las características de los embalses mencionados anteriormente.

Embalse	Volumen útil (Hm ³)	Río	Coordenadas UTM	
			X	Y
Bamputañe	99.60	Negrillo	283061	8293542
El Pañe	40.20	Bamputañe	277976	8294353
Dique los Españoles	9.10	Alto Colca	280073	8257705
Chalhuanca	25.20	Chalhuanca	250264	8252142
Pillones	80.00	Pillones	262176	8250176
El Frayle	127.40	Blanco	265918	8212693
Aguada Blanca	30.40	Chili	249033	8202368

Tabla 4.2 Capacidad y ubicación de los embalses del Sistema Chili Regulado

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente imagen se puede observar la ubicación de los embalses, canales, los ríos principales y las bocatomas que se encuentran en la Cuenca Quilca-Chili, así como también se observa el trasvase que se realiza desde la cuenca Camaná-Majes-Colca.

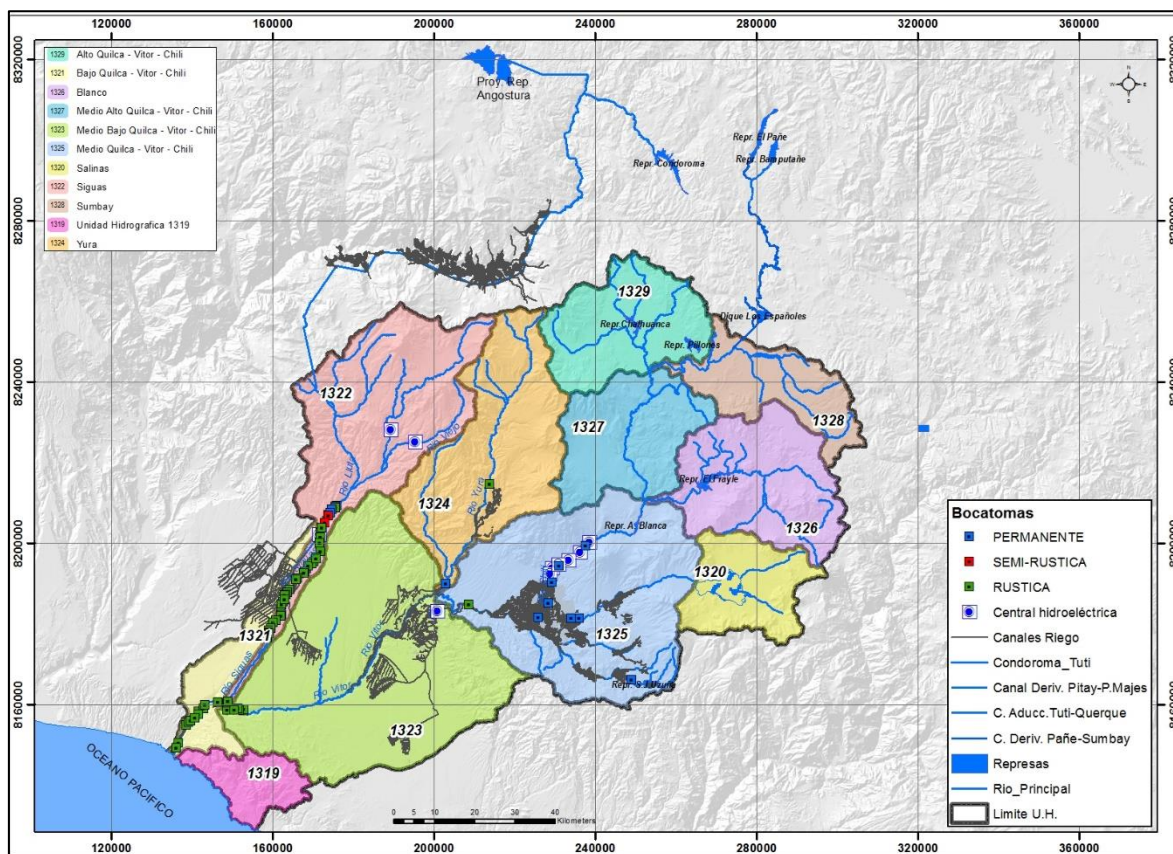


Figura 4.4 Ríos y estructuras hidráulicas de la cuenca Quilca Chili

Fuente: Autoridad Nacional del Agua, (2015)

4.1.4. Uso de recursos hídricos

En la cuenca se dan resoluciones administrativas que otorgan derechos de uso de agua superficial y subterránea. Estas se pueden clasificar como usos consuntivos y no consuntivos, de los cuales el consuntivo destaca ya que posee el 22.0 % del total de las licencias, y dentro de este destaca el uso agrario que representa el 85.5% de las licencias de uso consuntivo. (Autoridad Nacional del Agua, 2015, pág. 99)

En la siguiente tabla podemos observar la cantidad de agua en Hm³ otorgados a los diferentes usos en la cuenca Quilca Chili.

		Superficiales (Hm ³)	Subterránea (Hm ³)	Total (Hm ³)	
Usos consuntivos	Uso agrario	671.15	0.01	671.16	
	Uso no agrario	Uso agrícola	36.73	9.60	46.33
		Uso minero	56.68	2.32	59.00
		Uso poblacional	5.32	3.28	8.60
Usos no consuntivos	Uso energético	2261.13	0.00	2261.13	
	Uso acuícola	0.19	0.00	0.19	
Total		3031.20	15.21	3046.41	

Tabla 4.3 Licencias de uso de agua otorgadas

Fuente: Autoridad Nacional del Agua, (2015)

Como se puede observar en la tabla, el uso energético representa una gran cantidad del porcentaje de la demanda total de la cuenca Quilca-Chili con un equivalente al 65.8%, el uso poblacional un 2.3%, el uso minero el 1.5% mientras que la industria es inferior al 0.3%. (Autoridad Nacional del Agua, 2015, pág. 99)

4.2. Serie de caudales máximos anuales

Se recopiló la serie de caudales máximos mensuales de AUTODEMA, estos registrados desde el año de 1960 hasta la actualidad.

La serie de caudales máximos mensuales se adjunta en los anexos del presente trabajo de investigación. Los caudales máximos anuales, los que usaremos para el análisis hidrológico se muestran en la siguiente tabla:

CAUDALES MÁX	
AÑO	CAUDAL (m ³ /s)
1960	59.34
1961	82.96
1962	146.52
1963	146.16
1964	40.58
1965	29.16
1966	43.26
1967	78.51
1968	104.97
1969	63.06
1970	69.22
1971	78.16
1972	197.06
1973	183.94
1974	80.43
1975	112.80
1976	86.75
1977	106.84
1978	50.08
1979	9.70
1980	9.16
1981	80.08
1982	17.06
1983	9.21
1984	139.40
1985	88.58
1986	157.62
1987	41.19
1988	52.95
1989	50.67
1990	10.93
1991	108.75

1992	10.54
1993	59.84
1994	197.81
1995	14.99
1996	16.66
1997	19.37
1998	22.48
1999	179.24
2000	85.43
2001	174.00
2002	208.33
2003	45.99
2004	108.25
2005	23.94
2006	81.10
2007	24.34
2008	23.81
2009	101.88
2010	13.07
2011	137.35
2012	236.64
2013	107.30
2014	23.12
2015	23.90
2016	81.99
2017	43.49
2018	64.70
2019	145.64
2020	125.97
2021	63.63

Tabla 4.4 Serie de caudales máximos anuales AUTODEMA 2021

Fuente: Elaboración propia

4.3. Análisis de consistencia

Una buena forma de realizar un análisis de consistencia es realizar una representación visual de la serie de datos, se realizó una comparación gráfica de los máximos para así poder visualizar de manera más fácil algún pico extraordinario del desarrollo de los datos históricos a lo largo de los años de información disponible.

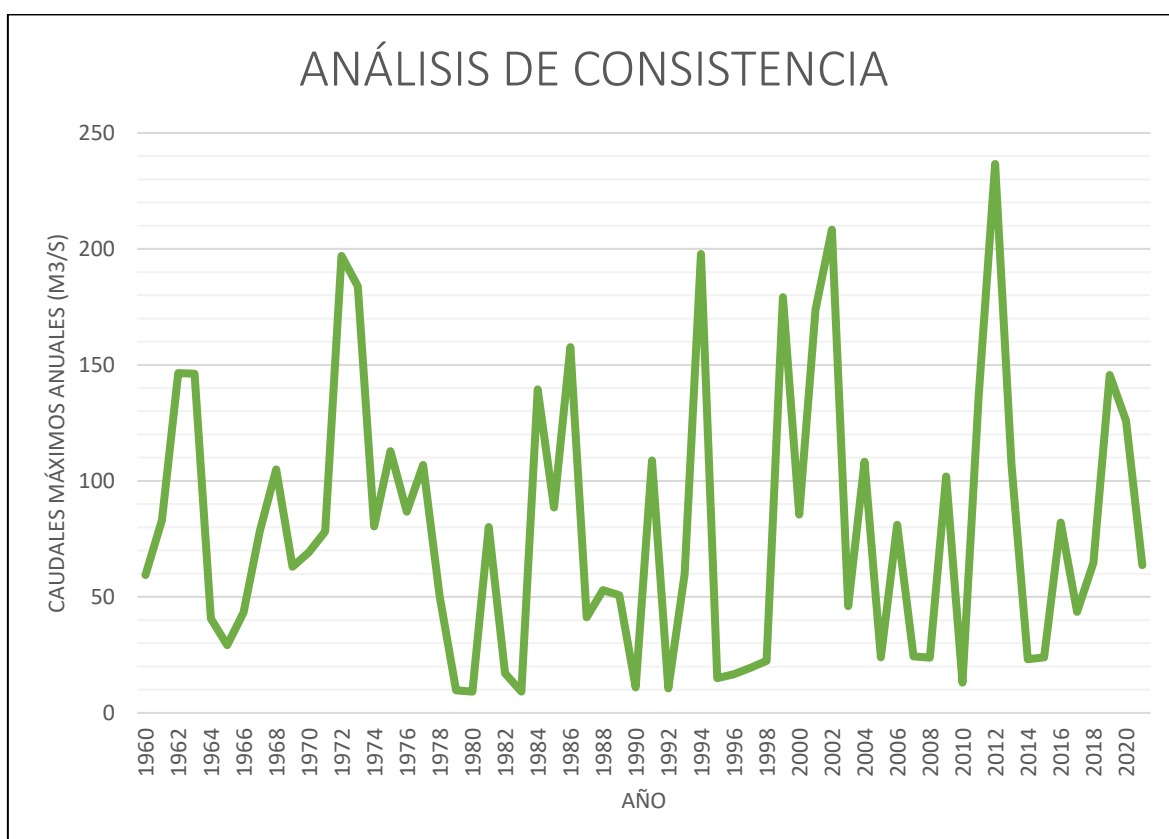


Figura 4.5 Análisis de consistencia gráfico: Serie de caudales máximos anuales 1960-2021

Fuente: Elaboración propia

Las series de caudales o precipitaciones máximas por lo general no siguen una distribución normal comparando sus valores a su media o su desviación estándar, tal y como se puede observar en la gráfica presentan valores sesgados, al mismo tiempo se puede observar una consistencia relativa en los valores picos presentes en la serie de datos máximos.

No se debe aplicar correcciones o ampliaciones a la serie a pesar de la presencia de estos picos, pues los procedimientos de análisis están hechos en función a los parámetros estadísticos de la serie.

4.4. Análisis de frecuencia de probabilidades

El análisis de frecuencia de probabilidades consiste en determinar en este caso, el caudal más probable para un determinado periodo de retorno dado, esto a través de métodos estadísticos.

Se tiene que ser muy cuidadoso e intentar de ajustar la serie a una función de distribución de probabilidades lo más exacto que se pueda, pues la serie de datos con la que se cuenta es menor que los periodos de retorno para los que se estimarán los caudales.

Para realizar el análisis de frecuencia de probabilidades se utilizarán funciones de distribución empíricas y teóricas.

4.4.1. Funciones de distribución empíricas

Las funciones de distribución empíricas utilizadas fueron: California, Hazen, Weibull, Chegodayev, Blom, Tukey y Gringorten. Los métodos de cálculo de estas funciones de distribución fueron desarrollados en el marco teórico del presente trabajo de investigación.

En la siguiente tabla se puede observar el cálculo de la probabilidad de excedencia (P) para cada función de distribución empírica trabajada.

Año	Caudal Máximo (m ³ /s)	m	Caudales Ordenados descendente	PROBABILIDAD DE EXEDENCIA (P)						
				California	Hazen	Weibull	Chegodayev	Blom	Tukey	Gringorten
1960	59.34	1	236.64	0.016	0.008	0.016	0.011	0.010	0.011	0.009
1961	82.96	2	208.33	0.032	0.024	0.032	0.027	0.026	0.027	0.025
1962	146.52	3	197.81	0.048	0.040	0.048	0.043	0.042	0.043	0.041
1963	146.16	4	197.06	0.065	0.056	0.063	0.059	0.058	0.059	0.057
1964	40.58	5	183.94	0.081	0.073	0.079	0.075	0.074	0.075	0.073
1965	29.16	6	179.24	0.097	0.089	0.095	0.091	0.090	0.091	0.090
1966	43.26	7	174.00	0.113	0.105	0.111	0.107	0.106	0.107	0.106
1967	78.51	8	157.62	0.129	0.121	0.127	0.123	0.122	0.123	0.122
1968	104.97	9	146.52	0.145	0.137	0.143	0.139	0.139	0.139	0.138

1969	63.06	10	146.16	0.161	0.153	0.159	0.155	0.155	0.155	0.154
1970	69.22	11	145.64	0.177	0.169	0.175	0.171	0.171	0.171	0.170
1971	78.16	12	139.40	0.194	0.185	0.190	0.188	0.187	0.187	0.186
1972	197.06	13	137.35	0.210	0.202	0.206	0.204	0.203	0.203	0.202
1973	183.94	14	125.97	0.226	0.218	0.222	0.220	0.219	0.219	0.218
1974	80.43	15	112.80	0.242	0.234	0.238	0.236	0.235	0.235	0.234
1975	112.80	16	108.75	0.258	0.250	0.254	0.252	0.251	0.251	0.250
1976	86.75	17	108.25	0.274	0.266	0.270	0.268	0.267	0.267	0.267
1977	106.84	18	107.30	0.290	0.282	0.286	0.284	0.283	0.283	0.283
1978	50.08	19	106.84	0.306	0.298	0.302	0.300	0.299	0.299	0.299
1979	9.70	20	104.97	0.323	0.315	0.317	0.316	0.315	0.316	0.315
1980	9.16	21	101.88	0.339	0.331	0.333	0.332	0.331	0.332	0.331
1981	80.08	22	88.58	0.355	0.347	0.349	0.348	0.347	0.348	0.347
1982	17.06	23	86.75	0.371	0.363	0.365	0.364	0.363	0.364	0.363
1983	9.21	24	85.43	0.387	0.379	0.381	0.380	0.380	0.380	0.379
1984	139.40	25	82.96	0.403	0.395	0.397	0.396	0.396	0.396	0.395
1985	88.58	26	81.99	0.419	0.411	0.413	0.412	0.412	0.412	0.411
1986	157.62	27	81.10	0.435	0.427	0.429	0.428	0.428	0.428	0.428
1987	41.19	28	80.43	0.452	0.444	0.444	0.444	0.444	0.444	0.444
1988	52.95	29	80.08	0.468	0.460	0.460	0.460	0.460	0.460	0.460
1989	50.67	30	78.51	0.484	0.476	0.476	0.476	0.476	0.476	0.476
1990	10.93	31	78.16	0.500	0.492	0.492	0.492	0.492	0.492	0.492
1991	108.75	32	69.22	0.516	0.508	0.508	0.508	0.508	0.508	0.508
1992	10.54	33	64.70	0.532	0.524	0.524	0.524	0.524	0.524	0.524
1993	59.84	34	63.63	0.548	0.540	0.540	0.540	0.540	0.540	0.540
1994	197.81	35	63.06	0.565	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556
1995	14.99	36	59.84	0.581	0.573	0.571	0.572	0.572	0.572	0.572
1996	16.66	37	59.34	0.597	0.589	0.587	0.588	0.588	0.588	0.589
1997	19.37	38	52.95	0.613	0.605	0.603	0.604	0.604	0.604	0.605
1998	22.48	39	50.67	0.629	0.621	0.619	0.620	0.620	0.620	0.621
1999	179.24	40	50.08	0.645	0.637	0.635	0.636	0.637	0.636	0.637
2000	85.43	41	45.99	0.661	0.653	0.651	0.652	0.653	0.652	0.653
2001	174.00	42	43.49	0.677	0.669	0.667	0.668	0.669	0.668	0.669
2002	208.33	43	43.26	0.694	0.685	0.683	0.684	0.685	0.684	0.685
2003	45.99	44	41.19	0.710	0.702	0.698	0.700	0.701	0.701	0.701
2004	108.25	45	40.58	0.726	0.718	0.714	0.716	0.717	0.717	0.717
2005	23.94	46	29.16	0.742	0.734	0.730	0.732	0.733	0.733	0.733
2006	81.10	47	24.34	0.758	0.750	0.746	0.748	0.749	0.749	0.750
2007	24.34	48	23.94	0.774	0.766	0.762	0.764	0.765	0.765	0.766
2008	23.81	49	23.90	0.790	0.782	0.778	0.780	0.781	0.781	0.782
2009	101.88	50	23.81	0.806	0.798	0.794	0.796	0.797	0.797	0.798

2010	13.07	51	23.12	0.823	0.815	0.810	0.813	0.813	0.813	0.814
2011	137.35	52	22.48	0.839	0.831	0.825	0.829	0.829	0.829	0.830
2012	236.64	53	19.37	0.855	0.847	0.841	0.845	0.845	0.845	0.846
2013	107.30	54	17.06	0.871	0.863	0.857	0.861	0.861	0.861	0.862
2014	23.12	55	16.66	0.887	0.879	0.873	0.877	0.878	0.877	0.878
2015	23.90	56	14.99	0.903	0.895	0.889	0.893	0.894	0.893	0.894
2016	81.99	57	13.07	0.919	0.911	0.905	0.909	0.910	0.909	0.910
2017	43.49	58	10.93	0.935	0.927	0.921	0.925	0.926	0.925	0.927
2018	64.70	59	10.54	0.952	0.944	0.937	0.941	0.942	0.941	0.943
2019	145.64	60	9.70	0.968	0.960	0.952	0.957	0.958	0.957	0.959
2020	125.97	61	9.21	0.984	0.976	0.968	0.973	0.974	0.973	0.975
2021	63.63	62	9.16	1.000	0.992	0.984	0.989	0.990	0.989	0.991

Tabla 4.5 Probabilidad de excedencia de funciones de distribución empíricas.

Fuente: Elaboración propia

Para conseguir ajustar la serie de datos lo más exacto posible se debe realizar una prueba de bondad de ajuste, para la cual se requiere la probabilidad de no excedencia (1-P), de esa manera es que se realizó el cálculo para cada función de distribución empírica propuesta. En la siguiente tabla podemos observar dichos resultados:

Año	Caudal Máximo (m ³ /s)	m	Caudales Ordenados descendente	PROBABILIDAD DE NO EXEDENCIA (1-P)						
				Califor nia	Hazen	Weibull	Chegod ayev	Blom	Tukey	Gringor ten
1960	59.34	1	236.64	0.984	0.992	0.984	0.989	0.990	0.989	0.991
1961	82.96	2	208.33	0.968	0.976	0.968	0.973	0.974	0.973	0.975
1962	146.52	3	197.81	0.952	0.960	0.952	0.957	0.958	0.957	0.959
1963	146.16	4	197.06	0.935	0.944	0.937	0.941	0.942	0.941	0.943
1964	40.58	5	183.94	0.919	0.927	0.921	0.925	0.926	0.925	0.927
1965	29.16	6	179.24	0.903	0.911	0.905	0.909	0.910	0.909	0.910
1966	43.26	7	174.00	0.887	0.895	0.889	0.893	0.894	0.893	0.894
1967	78.51	8	157.62	0.871	0.879	0.873	0.877	0.878	0.877	0.878
1968	104.97	9	146.52	0.855	0.863	0.857	0.861	0.861	0.861	0.862
1969	63.06	10	146.16	0.839	0.847	0.841	0.845	0.845	0.845	0.846
1970	69.22	11	145.64	0.823	0.831	0.825	0.829	0.829	0.829	0.830
1971	78.16	12	139.40	0.806	0.815	0.810	0.813	0.813	0.813	0.814
1972	197.06	13	137.35	0.790	0.798	0.794	0.796	0.797	0.797	0.798
1973	183.94	14	125.97	0.774	0.782	0.778	0.780	0.781	0.781	0.782

1974	80.43	15	112.80	0.758	0.766	0.762	0.764	0.765	0.765	0.766
1975	112.80	16	108.75	0.742	0.750	0.746	0.748	0.749	0.749	0.750
1976	86.75	17	108.25	0.726	0.734	0.730	0.732	0.733	0.733	0.733
1977	106.84	18	107.30	0.710	0.718	0.714	0.716	0.717	0.717	0.717
1978	50.08	19	106.84	0.694	0.702	0.698	0.700	0.701	0.701	0.701
1979	9.70	20	104.97	0.677	0.685	0.683	0.684	0.685	0.684	0.685
1980	9.16	21	101.88	0.661	0.669	0.667	0.668	0.669	0.668	0.669
1981	80.08	22	88.58	0.645	0.653	0.651	0.652	0.653	0.652	0.653
1982	17.06	23	86.75	0.629	0.637	0.635	0.636	0.637	0.636	0.637
1983	9.21	24	85.43	0.613	0.621	0.619	0.620	0.620	0.620	0.621
1984	139.40	25	82.96	0.597	0.605	0.603	0.604	0.604	0.604	0.605
1985	88.58	26	81.99	0.581	0.589	0.587	0.588	0.588	0.588	0.589
1986	157.62	27	81.10	0.565	0.573	0.571	0.572	0.572	0.572	0.572
1987	41.19	28	80.43	0.548	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556	0.556
1988	52.95	29	80.08	0.532	0.540	0.540	0.540	0.540	0.540	0.540
1989	50.67	30	78.51	0.516	0.524	0.524	0.524	0.524	0.524	0.524
1990	10.93	31	78.16	0.500	0.508	0.508	0.508	0.508	0.508	0.508
1991	108.75	32	69.22	0.484	0.492	0.492	0.492	0.492	0.492	0.492
1992	10.54	33	64.70	0.468	0.476	0.476	0.476	0.476	0.476	0.476
1993	59.84	34	63.63	0.452	0.460	0.460	0.460	0.460	0.460	0.460
1994	197.81	35	63.06	0.435	0.444	0.444	0.444	0.444	0.444	0.444
1995	14.99	36	59.84	0.419	0.427	0.429	0.428	0.428	0.428	0.428
1996	16.66	37	59.34	0.403	0.411	0.413	0.412	0.412	0.412	0.411
1997	19.37	38	52.95	0.387	0.395	0.397	0.396	0.396	0.396	0.395
1998	22.48	39	50.67	0.371	0.379	0.381	0.380	0.380	0.380	0.379
1999	179.24	40	50.08	0.355	0.363	0.365	0.364	0.363	0.364	0.363
2000	85.43	41	45.99	0.339	0.347	0.349	0.348	0.347	0.348	0.347
2001	174.00	42	43.49	0.323	0.331	0.333	0.332	0.331	0.332	0.331
2002	208.33	43	43.26	0.306	0.315	0.317	0.316	0.315	0.316	0.315
2003	45.99	44	41.19	0.290	0.298	0.302	0.300	0.299	0.299	0.299
2004	108.25	45	40.58	0.274	0.282	0.286	0.284	0.283	0.283	0.283
2005	23.94	46	29.16	0.258	0.266	0.270	0.268	0.267	0.267	0.267
2006	81.10	47	24.34	0.242	0.250	0.254	0.252	0.251	0.251	0.250
2007	24.34	48	23.94	0.226	0.234	0.238	0.236	0.235	0.235	0.234
2008	23.81	49	23.90	0.210	0.218	0.222	0.220	0.219	0.219	0.218
2009	101.88	50	23.81	0.194	0.202	0.206	0.204	0.203	0.203	0.202
2010	13.07	51	23.12	0.177	0.185	0.190	0.188	0.187	0.187	0.186
2011	137.35	52	22.48	0.161	0.169	0.175	0.171	0.171	0.171	0.170
2012	236.64	53	19.37	0.145	0.153	0.159	0.155	0.155	0.155	0.154
2013	107.30	54	17.06	0.129	0.137	0.143	0.139	0.139	0.139	0.138
2014	23.12	55	16.66	0.113	0.121	0.127	0.123	0.122	0.123	0.122

2015	23.90	56	14.99	0.097	0.105	0.111	0.107	0.106	0.107	0.106
2016	81.99	57	13.07	0.081	0.089	0.095	0.091	0.090	0.091	0.090
2017	43.49	58	10.93	0.065	0.073	0.079	0.075	0.074	0.075	0.073
2018	64.70	59	10.54	0.048	0.056	0.063	0.059	0.058	0.059	0.057
2019	145.64	60	9.70	0.032	0.040	0.048	0.043	0.042	0.043	0.041
2020	125.97	61	9.21	0.016	0.024	0.032	0.027	0.026	0.027	0.025
2021	63.63	62	9.16	0.000	0.008	0.016	0.011	0.010	0.011	0.009

Tabla 4.6 Probabilidad de no excedencia de funciones de distribución empíricas.

Fuente: Elaboración Propia.

4.4.2. Funciones de distribución teórica

Las funciones de distribución teóricas utilizadas fueron: Normal, Log Normal II, Log Normal III, Gamma II, Gamma III (Pearson tipo III), Log Pearson III, Gumbel II y Log Gumbel. Los métodos de cálculo de estas funciones de distribución fueron desarrollados en el marco teórico del presente trabajo de investigación.

En la siguiente tabla se puede observar el cálculo de la probabilidad de no excedencia (1-P) para cada función de distribución teórica trabajada.

- **Distribución Normal**

DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD NORMAL						
Año	Caudal máximo (m3/s)	Caudales Ordenados	$z = \frac{x - \bar{x}}{S}$	$q = \frac{1}{1 + b_0 z }$	$P(X \leq x)$	1-P
1960.00	59.34	236.64	2.69	0.53	0.9964	0.0036
1961.00	82.96	208.33	2.20	0.58	0.9860	0.0140
1962.00	146.52	197.81	2.02	0.60	0.9781	0.0219
1963.00	146.16	197.06	2.00	0.60	0.9774	0.0226
1964.00	40.58	183.94	1.78	0.63	0.9623	0.0377
1965.00	29.16	179.24	1.70	0.64	0.9552	0.0448
1966.00	43.26	174.00	1.61	0.65	0.9460	0.0540
1967.00	78.51	157.62	1.32	0.69	0.9074	0.0926
1968.00	104.97	146.52	1.13	0.73	0.8716	0.1284
1969.00	63.06	146.16	1.13	0.73	0.8703	0.1297
1970.00	69.22	145.64	1.12	0.73	0.8684	0.1316
1971.00	78.16	139.40	1.01	0.75	0.8441	0.1559
1972.00	197.06	137.35	0.98	0.75	0.8355	0.1645
1973.00	183.94	125.97	0.78	0.79	0.7824	0.2176
1974.00	80.43	112.80	0.55	0.84	0.7100	0.2900

1975.00	112.80	108.75	0.48	0.86	0.6857	0.3143
1976.00	86.75	108.25	0.48	0.86	0.6827	0.3173
1977.00	106.84	107.30	0.46	0.87	0.6768	0.3232
1978.00	50.08	106.84	0.45	0.87	0.6740	0.3260
1979.00	9.70	104.97	0.42	0.88	0.6623	0.3377
1980.00	9.16	101.88	0.37	0.89	0.6426	0.3574
1981.00	80.08	88.58	0.14	0.96	0.5543	0.4457
1982.00	17.06	86.75	0.11	0.97	0.5419	0.4581
1983.00	9.21	85.43	0.08	0.97	0.5328	0.4672
1984.00	139.40	82.96	0.04	0.99	0.5159	0.4841
1985.00	88.58	81.99	0.02	0.99	0.5093	0.4907
1986.00	157.62	81.10	0.01	1.00	0.5031	0.4969
1987.00	41.19	80.43	0.00	1.00	0.4985	0.5015
1988.00	52.95	80.08	-0.01	1.00	0.4961	0.5039
1989.00	50.67	78.51	-0.04	0.99	0.4853	0.5147
1990.00	10.93	78.16	-0.04	0.99	0.4829	0.5171
1991.00	108.75	69.22	-0.20	0.94	0.4221	0.5779
1992.00	10.54	64.70	-0.27	0.92	0.3919	0.6081
1993.00	59.84	63.63	-0.29	0.91	0.3848	0.6152
1994.00	197.81	63.06	-0.30	0.91	0.3811	0.6189
1995.00	14.99	59.84	-0.36	0.89	0.3601	0.6399
1996.00	16.66	59.34	-0.37	0.89	0.3569	0.6431
1997.00	19.37	52.95	-0.48	0.86	0.3168	0.6832
1998.00	22.48	50.67	-0.52	0.85	0.3030	0.6970
1999.00	179.24	50.08	-0.53	0.85	0.2994	0.7006
2000.00	85.43	45.99	-0.60	0.83	0.2754	0.7246
2001.00	174.00	43.49	-0.64	0.82	0.2613	0.7387
2002.00	208.33	43.26	-0.64	0.82	0.2600	0.7400
2003.00	45.99	41.19	-0.68	0.82	0.2485	0.7515
2004.00	108.25	40.58	-0.69	0.81	0.2452	0.7548
2005.00	23.94	29.16	-0.89	0.77	0.1878	0.8122
2006.00	81.10	24.34	-0.97	0.76	0.1662	0.8338
2007.00	24.34	23.94	-0.98	0.75	0.1645	0.8355
2008.00	23.81	23.90	-0.98	0.75	0.1644	0.8356
2009.00	101.88	23.81	-0.98	0.75	0.1640	0.8360
2010.00	13.07	23.12	-0.99	0.75	0.1611	0.8389
2011.00	137.35	22.48	-1.00	0.75	0.1584	0.8416
2012.00	236.64	19.37	-1.05	0.74	0.1458	0.8542
2013.00	107.30	17.06	-1.09	0.73	0.1369	0.8631
2014.00	23.12	16.66	-1.10	0.73	0.1354	0.8646
2015.00	23.90	14.99	-1.13	0.73	0.1292	0.8708
2016.00	81.99	13.07	-1.16	0.72	0.1224	0.8776
2017.00	43.49	10.93	-1.20	0.71	0.1151	0.8849
2018.00	64.70	10.54	-1.21	0.71	0.1138	0.8862
2019.00	145.64	9.70	-1.22	0.71	0.1110	0.8890
2020.00	125.97	9.21	-1.23	0.71	0.1094	0.8906

2021.00	63.63	9.16	-1.23	0.71	0.1093	0.8907
Promedio		80.644				
Desviación estándar		58.098				
b0		0.333				

Tabla 4.7 Serie de caudales: Función de distribución Normal

Fuente: Elaboración Propia

- **Distribución Log Normal II parámetros**

DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD LOG NORMAL II PARÁMETROS						
Año	Caudal máximo (m3/s)	Caudales Ordenados	ln (Q)	$q = \frac{1}{1 + b_0 z }$	$P(X \leq x)$	1-P
1960	59.34	236.64	5.47	0.65164	0.94597	0.0540
1961	82.96	208.33	5.34	0.67286	0.92807	0.0719
1962	146.52	197.81	5.29	0.68188	0.91961	0.0804
1963	146.16	197.06	5.28	0.68255	0.91896	0.0810
1964	40.58	183.94	5.21	0.69496	0.90649	0.0935
1965	29.16	179.24	5.19	0.69974	0.90146	0.0985
1966	43.26	174.00	5.16	0.70530	0.89545	0.1046
1967	78.51	157.62	5.06	0.72449	0.87352	0.1265
1968	104.97	146.52	4.99	0.73934	0.85539	0.1446
1969	63.06	146.16	4.98	0.73985	0.85475	0.1453
1970	69.22	145.64	4.98	0.74059	0.85382	0.1462
1971	78.16	139.40	4.94	0.74983	0.84206	0.1579
1972	197.06	137.35	4.92	0.75300	0.83794	0.1621
1973	183.94	125.97	4.84	0.77210	0.81254	0.1875
1974	80.43	112.80	4.73	0.79793	0.77674	0.2233
1975	112.80	108.75	4.69	0.80687	0.76408	0.2359
1976	86.75	108.25	4.68	0.80801	0.76246	0.2375
1977	106.84	107.30	4.68	0.81020	0.75933	0.2407
1978	50.08	106.84	4.67	0.81127	0.75781	0.2422
1979	9.70	104.97	4.65	0.81571	0.75146	0.2485
1980	9.16	101.88	4.62	0.82333	0.74053	0.2595
1981	80.08	88.58	4.48	0.86099	0.68627	0.3137
1982	17.06	86.75	4.46	0.86690	0.67778	0.3222
1983	9.21	85.43	4.45	0.87130	0.67148	0.3285
1984	139.40	82.96	4.42	0.87984	0.65928	0.3407
1985	88.58	81.99	4.41	0.88331	0.65435	0.3457
1986	157.62	81.10	4.40	0.88656	0.64974	0.3503
1987	41.19	80.43	4.39	0.88904	0.64623	0.3538

1988	52.95	80.08	4.38	0.89035	0.64438	0.3556
1989	50.67	78.51	4.36	0.89635	0.63592	0.3641
1990	10.93	78.16	4.36	0.89772	0.63401	0.3660
1991	108.75	69.22	4.24	0.93649	0.58077	0.4192
1992	10.54	64.70	4.17	0.95953	0.55045	0.4495
1993	59.84	63.63	4.15	0.96540	0.54291	0.4571
1994	197.81	63.06	4.14	0.96859	0.53883	0.4612
1995	14.99	59.84	4.09	0.98763	0.51502	0.4850
1996	16.66	59.34	4.08	0.99075	0.51120	0.4888
1997	19.37	52.95	3.97	0.96719	0.45937	0.5406
1998	22.48	50.67	3.93	0.95180	0.43949	0.5605
1999	179.24	50.08	3.91	0.94779	0.43423	0.5658
2000	85.43	45.99	3.83	0.91959	0.39633	0.6037
2001	174.00	43.49	3.77	0.90199	0.37197	0.6280
2002	208.33	43.26	3.77	0.90035	0.36969	0.6303
2003	45.99	41.19	3.72	0.88551	0.34877	0.6512
2004	108.25	40.58	3.70	0.88109	0.34249	0.6575
2005	23.94	29.16	3.37	0.79337	0.21684	0.7832
2006	81.10	24.34	3.19	0.75241	0.16129	0.8387
2007	24.34	23.94	3.18	0.74887	0.15671	0.8433
2008	23.81	23.90	3.17	0.74851	0.15625	0.8437
2009	101.88	23.81	3.17	0.74771	0.15522	0.8448
2010	13.07	23.12	3.14	0.74152	0.14735	0.8527
2011	137.35	22.48	3.11	0.73570	0.14009	0.8599
2012	236.64	19.37	2.96	0.70632	0.10567	0.8943
2013	107.30	17.06	2.84	0.68306	0.08153	0.9185
2014	23.12	16.66	2.81	0.67888	0.07753	0.9225
2015	23.90	14.99	2.71	0.66089	0.06148	0.9385
2016	81.99	13.07	2.57	0.63891	0.04467	0.9553
2017	43.49	10.93	2.39	0.61235	0.02853	0.9715
2018	64.70	10.54	2.36	0.60722	0.02593	0.9741
2019	145.64	9.70	2.27	0.59581	0.02072	0.9793
2020	125.97	9.21	2.22	0.58890	0.01794	0.9821
2021	63.63	9.16	2.21	0.58818	0.01767	0.9823
Promedio		4.059				
Desviación estándar		0.890				
b0		0.333				

Tabla 4.8 Serie de caudales: Función de distribución Log Normal II parámetros

Fuente: Elaboración propia

• **Distribución Log Normal III parámetros**

DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD LOG NORMAL III PARAMETROS					
Año	Caudal máximo (m ³ /s)	Caudales Ordenados	$\ln(x - x_0)$	$P(X \leq x)$	1-P
1960	59.34	236.64	5.60	0.97201	0.0280
1961	82.96	208.33	5.49	0.95528	0.0447
1962	146.52	197.81	5.44	0.94660	0.0534
1963	146.16	197.06	5.44	0.94592	0.0541
1964	40.58	183.94	5.38	0.93239	0.0676
1965	29.16	179.24	5.36	0.92672	0.0733
1966	43.26	174.00	5.33	0.91981	0.0802
1967	78.51	157.62	5.25	0.89354	0.1065
1968	104.97	146.52	5.19	0.87086	0.1291
1969	63.06	146.16	5.19	0.87004	0.1300
1970	69.22	145.64	5.19	0.86886	0.1311
1971	78.16	139.40	5.15	0.85378	0.1462
1972	197.06	137.35	5.14	0.84845	0.1515
1973	183.94	125.97	5.07	0.81518	0.1848
1974	80.43	112.80	4.98	0.76768	0.2323
1975	112.80	108.75	4.96	0.75085	0.2491
1976	86.75	108.25	4.95	0.74870	0.2513
1977	106.84	107.30	4.94	0.74455	0.2554
1978	50.08	106.84	4.94	0.74252	0.2575
1979	9.70	104.97	4.93	0.73412	0.2659
1980	9.16	101.88	4.91	0.71967	0.2803
1981	80.08	88.58	4.80	0.64903	0.3510
1982	17.06	86.75	4.79	0.63819	0.3618
1983	9.21	85.43	4.78	0.63019	0.3698
1984	139.40	82.96	4.75	0.61483	0.3852
1985	88.58	81.99	4.75	0.60865	0.3913
1986	157.62	81.10	4.74	0.60292	0.3971
1987	41.19	80.43	4.73	0.59855	0.4014
1988	52.95	80.08	4.73	0.59626	0.4037
1989	50.67	78.51	4.72	0.58584	0.4142
1990	10.93	78.16	4.71	0.58349	0.4165
1991	108.75	69.22	4.63	0.51995	0.4801
1992	10.54	64.70	4.58	0.48536	0.5146
1993	59.84	63.63	4.57	0.47694	0.5231
1994	197.81	63.06	4.57	0.47243	0.5276

1995	14.99	59.84	4.53	0.44648	0.5535
1996	16.66	59.34	4.53	0.44239	0.5576
1997	19.37	52.95	4.46	0.38882	0.6112
1998	22.48	50.67	4.43	0.36921	0.6308
1999	179.24	50.08	4.42	0.36410	0.6359
2000	85.43	45.99	4.37	0.32841	0.6716
2001	174.00	43.49	4.34	0.30645	0.6936
2002	208.33	43.26	4.34	0.30442	0.6956
2003	45.99	41.19	4.31	0.28622	0.7138
2004	108.25	40.58	4.30	0.28086	0.7191
2005	23.94	29.16	4.13	0.18313	0.8169
2006	81.10	24.34	4.05	0.14499	0.8550
2007	24.34	23.94	4.04	0.14196	0.8580
2008	23.81	23.90	4.04	0.14166	0.8583
2009	101.88	23.81	4.04	0.14098	0.8590
2010	13.07	23.12	4.03	0.13581	0.8642
2011	137.35	22.48	4.02	0.13108	0.8689
2012	236.64	19.37	3.96	0.10901	0.8910
2013	107.30	17.06	3.92	0.09372	0.9063
2014	23.12	16.66	3.91	0.09117	0.9088
2015	23.90	14.99	3.87	0.08090	0.9191
2016	81.99	13.07	3.83	0.06981	0.9302
2017	43.49	10.93	3.79	0.05841	0.9416
2018	64.70	10.54	3.78	0.05644	0.9436
2019	145.64	9.70	3.76	0.05233	0.9477
2020	125.97	9.21	3.75	0.05001	0.9500
2021	63.63	9.16	3.75	0.04978	0.9502
Promedio		4.603			
Desviación estándar		0.521			
x0		-33.150			

Tabla 4.9 Serie de caudales: Función de distribución Log Normal III parámetros

Fuente: Elaboración propia

• Distribución Gamma II parámetros

DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD GAMMA II PARÁMETROS								
Año	Caudal máximo (m ³ /s)	Nº orden	Caudales ordenados	λ	$y = \frac{x}{\beta}$	$x^2 = 2y$	P	1-P
1960	59.34	1	236.64	0.3047	11.0513	22.1026	0.9235	0.0765
1961	82.96	2	208.33	0.1671	9.7292	19.4584	0.8518	0.1482
1962	146.52	3	197.81	0.1291	9.2379	18.4758	0.8140	0.1860
1963	146.16	4	197.06	0.1266	9.2029	18.4058	0.8111	0.1889
1964	40.58	5	183.94	0.0885	8.5902	17.1803	0.7533	0.2467
1965	29.16	6	179.24	0.0769	8.3707	16.7413	0.7298	0.2702
1966	43.26	7	174.00	0.0653	8.1260	16.2519	0.7018	0.2982
1967	78.51	8	157.62	0.0366	7.3610	14.7220	0.6026	0.3974
1968	104.97	9	146.52	0.0229	6.8426	13.6852	0.5266	0.4734
1969	63.06	10	146.16	0.0226	6.8258	13.6516	0.5240	0.4760
1970	69.22	11	145.64	0.0220	6.8015	13.6030	0.5203	0.4797
1971	78.16	12	139.40	0.0163	6.5101	13.0202	0.4751	0.5249
1972	197.06	13	137.35	0.0146	6.4144	12.8287	0.4599	0.5401
1973	183.94	14	125.97	0.0075	5.8829	11.7658	0.3749	0.6251
1974	80.43	15	112.80	0.0027	5.2679	10.5357	0.2779	0.7221
1975	112.80	16	108.75	0.0018	5.0787	10.1574	0.2494	0.7506
1976	86.75	17	108.25	0.0017	5.0554	10.1107	0.2460	0.7540
1977	106.84	18	107.30	0.0015	5.0110	10.0220	0.2394	0.7606
1978	50.08	19	106.84	0.0014	4.9895	9.9790	0.2363	0.7637
1979	9.70	20	104.97	0.0012	4.9022	9.8044	0.2237	0.7763
1980	9.16	21	101.88	0.0008	4.7579	9.5158	0.2033	0.7967
1981	80.08	22	88.58	0.0000	4.1368	8.2735	0.1254	0.8746
1982	17.06	23	86.75	0.0000	4.0513	8.1026	0.1161	0.8839
1983	9.21	24	85.43	0.0000	3.9897	7.9793	0.1096	0.8904
1984	139.40	25	82.96	0.0000	3.8743	7.7486	0.0980	0.9020
1985	88.58	26	81.99	0.0000	3.8290	7.6580	0.0936	0.9064
1986	157.62	27	81.10	0.0000	3.7874	7.5749	0.0897	0.9103
1987	41.19	28	80.43	0.0000	3.7562	7.5123	0.0868	0.9132
1988	52.95	29	80.08	0.0000	3.7398	7.4796	0.0854	0.9146
1989	50.67	30	78.51	0.0000	3.6665	7.3330	0.0789	0.9211
1990	10.93	31	78.16	0.0000	3.6501	7.3003	0.0775	0.9225
1991	108.75	32	69.22	-0.0001	3.2326	6.4653	0.0466	0.9534
1992	10.54	33	64.70	-0.0003	3.0215	6.0431	0.0346	0.9654
1993	59.84	34	63.63	-0.0004	2.9716	5.9432	0.0321	0.9679
1994	197.81	35	63.06	-0.0004	2.9450	5.8899	0.0308	0.9692

1995	14.99	36	59.84	-0.0007	2.7946	5.5892	0.0242	0.9758
1996	16.66	37	59.34	-0.0008	2.7712	5.5425	0.0233	0.9767
1997	19.37	38	52.95	-0.0017	2.4728	4.9456	0.0134	0.9866
1998	22.48	39	50.67	-0.0022	2.3663	4.7327	0.0108	0.9892
1999	179.24	40	50.08	-0.0023	2.3388	4.6776	0.0102	0.9898
2000	85.43	41	45.99	-0.0033	2.1478	4.2955	0.0066	0.9934
2001	174.00	42	43.49	-0.0041	2.0310	4.0620	0.0049	0.9951
2002	208.33	43	43.26	-0.0042	2.0203	4.0406	0.0048	0.9952
2003	45.99	44	41.19	-0.0049	1.9236	3.8472	0.0037	0.9963
2004	108.25	45	40.58	-0.0052	1.8951	3.7902	0.0034	0.9966
2005	23.94	46	29.16	-0.0110	1.3618	2.7236	0.0005	0.9995
2006	81.10	47	24.34	-0.0143	1.1367	2.2734	0.0002	0.9998
2007	24.34	48	23.94	-0.0146	1.1180	2.2360	0.0002	0.9998
2008	23.81	49	23.90	-0.0147	1.1162	2.2323	0.0002	0.9998
2009	101.88	50	23.81	-0.0147	1.1119	2.2239	0.0002	0.9998
2010	13.07	51	23.12	-0.0153	1.0797	2.1594	0.0001	0.9999
2011	137.35	52	22.48	-0.0158	1.0498	2.0997	0.0001	0.9999
2012	236.64	53	19.37	-0.0185	0.9046	1.8092	0.0000	1.0000
2013	107.30	54	17.06	-0.0206	0.7967	1.5934	0.0000	1.0000
2014	23.12	55	16.66	-0.0210	0.7780	1.5561	0.0000	1.0000
2015	23.90	56	14.99	-0.0227	0.7000	1.4001	0.0000	1.0000
2016	81.99	57	13.07	-0.0248	0.6104	1.2208	0.0000	1.0000
2017	43.49	58	10.93	-0.0272	0.5104	1.0209	0.0000	1.0000
2018	64.70	59	10.54	-0.0277	0.4922	0.9845	0.0000	1.0000
2019	145.64	60	9.70	-0.0287	0.4530	0.9060	0.0000	1.0000
2020	125.97	61	9.21	-0.0293	0.4301	0.8602	0.0000	1.0000
2021	63.63	62	9.16	-0.0293	0.4278	0.8556	0.0000	1.0000
Promedio		80.64						
Desviación estándar		58.57						
Número de datos		62						
Beta		21.41						
Gamma		7.48						
Coefficiente de sesgo		0.73						
Grados de libertad		14.96						

Tabla 4.10 Serie de caudales: Función de distribución Gamma II parámetros

Fuente Elaboración Propia

• Distribución Gamma III parámetros (Pearson tipo III)

DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD PEARSON TIPO III								
Año	Caudal máximo (m ³ /s)	Nº Orden	Caudales Ordenados	λ	$y = \frac{x - x_0}{\beta}$	$x^2 = 2y$	P	1-P
1960	59.34	1	236.64	0.3047	14.7675	29.5350	0.9912	0.0088
1961	82.96	2	208.33	0.1671	13.4454	26.8908	0.9801	0.0199
1962	146.52	3	197.81	0.1291	12.9541	25.9082	0.9734	0.0266
1963	146.16	4	197.06	0.1266	12.9191	25.8381	0.9729	0.0271
1964	40.58	5	183.94	0.0885	12.3063	24.6127	0.9614	0.0386
1965	29.16	6	179.24	0.0769	12.0868	24.1737	0.9563	0.0437
1966	43.26	7	174.00	0.0653	11.8421	23.6843	0.9500	0.0500
1967	78.51	8	157.62	0.0366	11.0772	22.1543	0.9245	0.0755
1968	104.97	9	146.52	0.0229	10.5588	21.1176	0.9013	0.0987
1969	63.06	10	146.16	0.0226	10.5420	21.0840	0.9005	0.0995
1970	69.22	11	145.64	0.0220	10.5177	21.0354	0.8993	0.1007
1971	78.16	12	139.40	0.0163	10.2263	20.4526	0.8835	0.1165
1972	197.06	13	137.35	0.0146	10.1305	20.2611	0.8779	0.1221
1973	183.94	14	125.97	0.0075	9.5991	19.1982	0.8425	0.1575
1974	80.43	15	112.80	0.0027	8.9840	17.9681	0.7918	0.2082
1975	112.80	16	108.75	0.0018	8.7949	17.5898	0.7739	0.2261
1976	86.75	17	108.25	0.0017	8.7715	17.5431	0.7716	0.2284
1977	106.84	18	107.30	0.0015	8.7272	17.4544	0.7672	0.2328
1978	50.08	19	106.84	0.0014	8.7057	17.4114	0.7651	0.2349
1979	9.70	20	104.97	0.0012	8.6184	17.2367	0.7562	0.2438
1980	9.16	21	101.88	0.0008	8.4741	16.9481	0.7410	0.2590
1981	80.08	22	88.58	0.0000	7.8529	15.7059	0.6683	0.3317
1982	17.06	23	86.75	0.0000	7.7675	15.5350	0.6574	0.3426
1983	9.21	24	85.43	0.0000	7.7058	15.4117	0.6494	0.3506
1984	139.40	25	82.96	0.0000	7.5905	15.1810	0.6341	0.3659
1985	88.58	26	81.99	0.0000	7.5452	15.0904	0.6280	0.3720
1986	157.62	27	81.10	0.0000	7.5036	15.0072	0.6223	0.3777
1987	41.19	28	80.43	0.0000	7.4723	14.9447	0.6181	0.3819
1988	52.95	29	80.08	0.0000	7.4560	14.9120	0.6158	0.3842
1989	50.67	30	78.51	0.0000	7.3827	14.7653	0.6056	0.3944
1990	10.93	31	78.16	0.0000	7.3663	14.7326	0.6033	0.3967
1991	108.75	32	69.22	-0.0001	6.9488	13.8976	0.5426	0.4574
1992	10.54	33	64.70	-0.0003	6.7377	13.4755	0.5105	0.4895
1993	59.84	34	63.63	-0.0004	6.6878	13.3755	0.5028	0.4972
1994	197.81	35	63.06	-0.0004	6.6611	13.3223	0.4987	0.5013

1995	14.99	36	59.84	-0.0007	6.5108	13.0215	0.4752	0.5248
1996	16.66	37	59.34	-0.0008	6.4874	12.9748	0.4715	0.5285
1997	19.37	38	52.95	-0.0017	6.1890	12.3780	0.4240	0.5760
1998	22.48	39	50.67	-0.0022	6.0825	12.1650	0.4069	0.5931
1999	179.24	40	50.08	-0.0023	6.0550	12.1099	0.4025	0.5975
2000	85.43	41	45.99	-0.0033	5.8640	11.7279	0.3719	0.6281
2001	174.00	42	43.49	-0.0041	5.7472	11.4944	0.3532	0.6468
2002	208.33	43	43.26	-0.0042	5.7365	11.4729	0.3514	0.6486
2003	45.99	44	41.19	-0.0049	5.6398	11.2796	0.3361	0.6639
2004	108.25	45	40.58	-0.0052	5.6113	11.2226	0.3315	0.6685
2005	23.94	46	29.16	-0.0110	5.0780	10.1560	0.2493	0.7507
2006	81.10	47	24.34	-0.0143	4.8529	9.7058	0.2166	0.7834
2007	24.34	48	23.94	-0.0146	4.8342	9.6684	0.2140	0.7860
2008	23.81	49	23.90	-0.0147	4.8323	9.6647	0.2137	0.7863
2009	101.88	50	23.81	-0.0147	4.8281	9.6563	0.2131	0.7869
2010	13.07	51	23.12	-0.0153	4.7959	9.5918	0.2086	0.7914
2011	137.35	52	22.48	-0.0158	4.7660	9.5320	0.2045	0.7955
2012	236.64	53	19.37	-0.0185	4.6208	9.2415	0.1847	0.8153
2013	107.30	54	17.06	-0.0206	4.5129	9.0258	0.1706	0.8294
2014	23.12	55	16.66	-0.0210	4.4942	8.9884	0.1682	0.8318
2015	23.90	56	14.99	-0.0227	4.4162	8.8324	0.1584	0.8416
2016	81.99	57	13.07	-0.0248	4.3266	8.6531	0.1474	0.8526
2017	43.49	58	10.93	-0.0272	4.2266	8.4532	0.1356	0.8644
2018	64.70	59	10.54	-0.0277	4.2084	8.4168	0.1335	0.8665
2019	145.64	60	9.70	-0.0287	4.1692	8.3384	0.1290	0.8710
2020	125.97	61	9.21	-0.0293	4.1463	8.2926	0.1265	0.8735
2021	63.63	62	9.16	-0.0293	4.1440	8.2879	0.1262	0.8738
Promedio		80.64						
Desviación estándar		58.57						
Número de datos		62						
Beta		21.41						
Gamma		7.48						
Coefficiente de sesgo		0.73						
Grados de libertad		14.96						
x0		-79.6						

**Tabla 4.11 Serie de caudales: Función de distribución Gamma III parámetros
(Pearson tipo III)**

Fuente: Elaboración propia

• Distribución Log Pearson III

DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD LOG PEARSON TIPO III									
Año	Caudal máximo (m ³ /s)	Nº Orden	Caudales Ordenados	ln (x)	λ	$y = \frac{\ln x - x_0}{\beta}$	$x^2 = 2y$	P	1-P
1960	59.34	1	236.64	5.47	0.0608	21.7232	43.4464	0.9319	0.0681
1961	82.96	2	208.33	5.34	0.0458	21.1671	42.3342	0.9157	0.0843
1962	146.52	3	197.81	5.29	0.0404	20.9410	41.8819	0.9082	0.0918
1963	146.16	4	197.06	5.28	0.0401	20.9244	41.8488	0.9076	0.0924
1964	40.58	5	183.94	5.21	0.0337	20.6237	41.2474	0.8968	0.1032
1965	29.16	6	179.24	5.19	0.0315	20.5107	41.0214	0.8924	0.1076
1966	43.26	7	174.00	5.16	0.0291	20.3812	40.7624	0.8873	0.1127
1967	78.51	8	157.62	5.06	0.0219	19.9497	39.8994	0.8687	0.1313
1968	104.97	9	146.52	4.99	0.0175	19.6310	39.2620	0.8535	0.1465
1969	63.06	10	146.16	4.98	0.0173	19.6203	39.2405	0.8529	0.1471
1970	69.22	11	145.64	4.98	0.0171	19.6047	39.2094	0.8521	0.1479
1971	78.16	12	139.40	4.94	0.0148	19.4136	38.8272	0.8423	0.1577
1972	197.06	13	137.35	4.92	0.0141	19.3489	38.6979	0.8389	0.1611
1973	183.94	14	125.97	4.84	0.0102	18.9715	37.9429	0.8177	0.1823
1974	80.43	15	112.80	4.73	0.0065	18.4895	36.9790	0.7878	0.2122
1975	112.80	16	108.75	4.69	0.0055	18.3299	36.6599	0.7772	0.2228
1976	86.75	17	108.25	4.68	0.0053	18.3098	36.6197	0.7758	0.2242
1977	106.84	18	107.30	4.68	0.0051	18.2714	36.5427	0.7732	0.2268
1978	50.08	19	106.84	4.67	0.0050	18.2526	36.5052	0.7719	0.2281
1979	9.70	20	104.97	4.65	0.0046	18.1755	36.3511	0.7666	0.2334
1980	9.16	21	101.88	4.62	0.0039	18.0451	36.0903	0.7574	0.2426
1981	80.08	22	88.58	4.48	0.0017	17.4346	34.8692	0.7110	0.2890
1982	17.06	23	86.75	4.46	0.0014	17.3435	34.6870	0.7036	0.2964
1983	9.21	24	85.43	4.45	0.0013	17.2766	34.5531	0.6982	0.3018
1984	139.40	25	82.96	4.42	0.0010	17.1485	34.2971	0.6875	0.3125
1985	88.58	26	81.99	4.41	0.0009	17.0972	34.1944	0.6832	0.3168
1986	157.62	27	81.10	4.40	0.0008	17.0496	34.0991	0.6791	0.3209
1987	41.19	28	80.43	4.39	0.0008	17.0134	34.0267	0.6760	0.3240
1988	52.95	29	80.08	4.38	0.0007	16.9943	33.9886	0.6744	0.3256
1989	50.67	30	78.51	4.36	0.0006	16.9079	33.8158	0.6669	0.3331
1990	10.93	31	78.16	4.36	0.0006	16.8884	33.7768	0.6652	0.3348
1991	108.75	32	69.22	4.24	0.0001	16.3583	32.7165	0.6173	0.3827
1992	10.54	33	64.70	4.17	0.0000	16.0635	32.1271	0.5894	0.4106
1993	59.84	34	63.63	4.15	0.0000	15.9908	31.9815	0.5824	0.4176
1994	197.81	35	63.06	4.14	0.0000	15.9515	31.9030	0.5785	0.4215

1995	14.99	36	59.84	4.09	0.0000	15.7227	31.4455	0.5561	0.4439
1996	16.66	37	59.34	4.08	0.0000	15.6861	31.3722	0.5524	0.4476
1997	19.37	38	52.95	3.97	0.0000	15.1889	30.3777	0.5021	0.4979
1998	22.48	39	50.67	3.93	-0.0001	14.9968	29.9935	0.4824	0.5176
1999	179.24	40	50.08	3.91	-0.0001	14.9457	29.8913	0.4771	0.5229
2000	85.43	41	45.99	3.83	-0.0003	14.5738	29.1476	0.4385	0.5615
2001	174.00	42	43.49	3.77	-0.0005	14.3299	28.6598	0.4131	0.5869
2002	208.33	43	43.26	3.77	-0.0005	14.3067	28.6135	0.4106	0.5894
2003	45.99	44	41.19	3.72	-0.0009	14.0927	28.1855	0.3884	0.6116
2004	108.25	45	40.58	3.70	-0.0010	14.0276	28.0552	0.3817	0.6183
2005	23.94	46	29.16	3.37	-0.0070	12.5853	25.1706	0.2400	0.7600
2006	81.10	47	24.34	3.19	-0.0142	11.7967	23.5935	0.1732	0.8268
2007	24.34	48	23.94	3.18	-0.0150	11.7244	23.4488	0.1676	0.8324
2008	23.81	49	23.90	3.17	-0.0151	11.7171	23.4342	0.1671	0.8329
2009	101.88	50	23.81	3.17	-0.0153	11.7007	23.4013	0.1658	0.8342
2010	13.07	51	23.12	3.14	-0.0169	11.5723	23.1446	0.1562	0.8438
2011	137.35	52	22.48	3.11	-0.0185	11.4498	22.8996	0.1472	0.8528
2012	236.64	53	19.37	2.96	-0.0286	10.7999	21.5999	0.1048	0.8952
2013	107.30	54	17.06	2.84	-0.0398	10.2457	20.4914	0.0753	0.9247
2014	23.12	55	16.66	2.81	-0.0422	10.1421	20.2843	0.0705	0.9295
2015	23.90	56	14.99	2.71	-0.0538	9.6811	19.3623	0.0515	0.9485
2016	81.99	57	13.07	2.57	-0.0719	9.0829	18.1659	0.0326	0.9674
2017	43.49	58	10.93	2.39	-0.1010	8.3026	16.6051	0.0163	0.9837
2018	64.70	59	10.54	2.36	-0.1078	8.1440	16.2880	0.0139	0.9861
2019	145.64	60	9.70	2.27	-0.1243	7.7815	15.5630	0.0095	0.9905
2020	125.97	61	9.21	2.22	-0.1355	7.5553	15.1106	0.0074	0.9926
2021	63.63	62	9.16	2.21	-0.1367	7.5315	15.0630	0.0072	0.9928
Promedio		4.06							
Desviación estándar		0.90							
Número de datos		62							
Beta		0.23							
Gamma		15.58							
Coefficiente de sesgo		-0.51							
Grados de libertad		31.16							
x0		0.5							

Tabla 4.12 Tabla 4.11 Serie de caudales: Función de distribución Pearson tipo III

Fuente: Elaboración propia

• **Distribución Gumbel II parámetros**

DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD GUMBEL II PARÁMETROS					
Año	Caudal máximo (m³/s)	N° Orden	Caudales Ordenados	P	1-P
1960	59.34	1	236.64	0.975269	0.0247
1961	82.96	2	208.33	0.956734	0.0433
1962	146.52	3	197.81	0.946825	0.0532
1963	146.16	4	197.06	0.946040	0.0540
1964	40.58	5	183.94	0.930342	0.0697
1965	29.16	6	179.24	0.923713	0.0763
1966	43.26	7	174.00	0.915610	0.0844
1967	78.51	8	157.62	0.884680	0.1153
1968	104.97	9	146.52	0.858005	0.1420
1969	63.06	10	146.16	0.857052	0.1429
1970	69.22	11	145.64	0.855664	0.1443
1971	78.16	12	139.40	0.838031	0.1620
1972	197.06	13	137.35	0.831827	0.1682
1973	183.94	14	125.97	0.793391	0.2066
1974	80.43	15	112.80	0.739668	0.2603
1975	112.80	16	108.75	0.720997	0.2790
1976	86.75	17	108.25	0.718619	0.2814
1977	106.84	18	107.30	0.714057	0.2859
1978	50.08	19	106.84	0.711828	0.2882
1979	9.70	20	104.97	0.702623	0.2974
1980	9.16	21	101.88	0.686916	0.3131
1981	80.08	22	88.58	0.612261	0.3877
1982	17.06	23	86.75	0.601113	0.3989
1983	9.21	24	85.43	0.592946	0.4071
1984	139.40	25	82.96	0.577384	0.4226
1985	88.58	26	81.99	0.571176	0.4288
1986	157.62	27	81.10	0.565433	0.4346
1987	41.19	28	80.43	0.561080	0.4389
1988	52.95	29	80.08	0.558796	0.4412
1989	50.67	30	78.51	0.548470	0.4515
1990	10.93	31	78.16	0.546150	0.4538
1991	108.75	32	69.22	0.484863	0.5151
1992	10.54	33	64.70	0.452615	0.5474
1993	59.84	34	63.63	0.444884	0.5551
1994	197.81	35	63.06	0.440753	0.5592

1995	14.99	36	59.84	0.417266	0.5827
1996	16.66	37	59.34	0.413599	0.5864
1997	19.37	38	52.95	0.366478	0.6335
1998	22.48	39	50.67	0.349632	0.6504
1999	179.24	40	50.08	0.345278	0.6547
2000	85.43	41	45.99	0.315217	0.6848
2001	174.00	42	43.49	0.297016	0.7030
2002	208.33	43	43.26	0.295350	0.7046
2003	45.99	44	41.19	0.280441	0.7196
2004	108.25	45	40.58	0.276078	0.7239
2005	23.94	46	29.16	0.198087	0.8019
2006	81.10	47	24.34	0.168015	0.8320
2007	24.34	48	23.94	0.165614	0.8344
2008	23.81	49	23.90	0.165374	0.8346
2009	101.88	50	23.81	0.164837	0.8352
2010	13.07	51	23.12	0.160740	0.8393
2011	137.35	52	22.48	0.156981	0.8430
2012	236.64	53	19.37	0.139313	0.8607
2013	107.30	54	17.06	0.126859	0.8731
2014	23.12	55	16.66	0.124763	0.8752
2015	23.90	56	14.99	0.116209	0.8838
2016	81.99	57	13.07	0.106775	0.8932
2017	43.49	58	10.93	0.096779	0.9032
2018	64.70	59	10.54	0.095018	0.9050
2019	145.64	60	9.70	0.091286	0.9087
2020	125.97	61	9.21	0.089149	0.9109
2021	63.63	62	9.16	0.088933	0.9111
$\mu_y =$		0.5527			
$\sigma_y =$		1.1769			
$\alpha =$		0.0201			
$\beta =$		53.1395			
Número de orden		62.0000			

**Tabla 4.13 Tabla 4.11 Serie de caudales: Función de distribución Gumbel II
parámetros**

Fuente: Elaboración propia

• **Distribución Log Gumbel**

DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD GUMBEL							
Año	Caudal máximo (m ³ /s)	Nº Orden	Caudales Ordenados	ln(x)	y	P	1-P
1960.00	59.34	1	236.64	5.47	2.38	0.912010	0.0880
1961.00	82.96	2	208.33	5.34	2.22	0.896984	0.1030
1962.00	146.52	3	197.81	5.29	2.15	0.890207	0.1098
1963.00	146.16	4	197.06	5.28	2.15	0.889694	0.1103
1964.00	40.58	5	183.94	5.21	2.06	0.879993	0.1200
1965.00	29.16	6	179.24	5.19	2.02	0.876147	0.1239
1966.00	43.26	7	174.00	5.16	1.98	0.871599	0.1284
1967.00	78.51	8	157.62	5.06	1.86	0.855306	0.1447
1968.00	104.97	9	146.52	4.99	1.76	0.842081	0.1579
1969.00	63.06	10	146.16	4.98	1.76	0.841617	0.1584
1970.00	69.22	11	145.64	4.98	1.75	0.840943	0.1591
1971.00	78.16	12	139.40	4.94	1.70	0.832443	0.1676
1972.00	197.06	13	137.35	4.92	1.68	0.829476	0.1705
1973.00	183.94	14	125.97	4.84	1.56	0.811205	0.1888
1974.00	80.43	15	112.80	4.73	1.42	0.785393	0.2146
1975.00	112.80	16	108.75	4.69	1.37	0.776200	0.2238
1976.00	86.75	17	108.25	4.68	1.37	0.775018	0.2250
1977.00	106.84	18	107.30	4.68	1.36	0.772743	0.2273
1978.00	50.08	19	106.84	4.67	1.35	0.771626	0.2284
1979.00	9.70	20	104.97	4.65	1.33	0.766990	0.2330
1980.00	9.16	21	101.88	4.62	1.29	0.758965	0.2410
1981.00	80.08	22	88.58	4.48	1.11	0.718298	0.2817
1982.00	17.06	23	86.75	4.46	1.08	0.711782	0.2882
1983.00	9.21	24	85.43	4.45	1.06	0.706922	0.2931
1984.00	139.40	25	82.96	4.42	1.02	0.697443	0.3026
1985.00	88.58	26	81.99	4.41	1.01	0.693578	0.3064
1986.00	157.62	27	81.10	4.40	0.99	0.689957	0.3100
1987.00	41.19	28	80.43	4.39	0.98	0.687183	0.3128
1988.00	52.95	29	80.08	4.38	0.97	0.685717	0.3143
1989.00	50.67	30	78.51	4.36	0.95	0.678997	0.3210
1990.00	10.93	31	78.16	4.36	0.94	0.677466	0.3225
1991.00	108.75	32	69.22	4.24	0.79	0.633761	0.3662
1992.00	10.54	33	64.70	4.17	0.70	0.607758	0.3922
1993.00	59.84	34	63.63	4.15	0.68	0.601154	0.3988
1994.00	197.81	35	63.06	4.14	0.66	0.597561	0.4024

1995.00	14.99	36	59.84	4.09	0.60	0.576232	0.4238
1996.00	16.66	37	59.34	4.08	0.58	0.572755	0.4272
1997.00	19.37	38	52.95	3.97	0.44	0.523943	0.4761
1998.00	22.48	39	50.67	3.93	0.38	0.504354	0.4956
1999.00	179.24	40	50.08	3.91	0.36	0.499080	0.5009
2000.00	85.43	41	45.99	3.83	0.25	0.460021	0.5400
2001.00	174.00	42	43.49	3.77	0.18	0.433845	0.5662
2002.00	208.33	43	43.26	3.77	0.17	0.431344	0.5687
2003.00	45.99	44	41.19	3.72	0.11	0.408095	0.5919
2004.00	108.25	45	40.58	3.70	0.09	0.400986	0.5990
2005.00	23.94	46	29.16	3.37	-0.34	0.245390	0.7546
2006.00	81.10	47	24.34	3.19	-0.58	0.169091	0.8309
2007.00	24.34	48	23.94	3.18	-0.60	0.162666	0.8373
2008.00	23.81	49	23.90	3.17	-0.60	0.162023	0.8380
2009.00	101.88	50	23.81	3.17	-0.60	0.160578	0.8394
2010.00	13.07	51	23.12	3.14	-0.64	0.149520	0.8505
2011.00	137.35	52	22.48	3.11	-0.68	0.139312	0.8607
2012.00	236.64	53	19.37	2.96	-0.87	0.091401	0.9086
2013.00	107.30	54	17.06	2.84	-1.04	0.059461	0.9405
2014.00	23.12	55	16.66	2.81	-1.07	0.054424	0.9456
2015.00	23.90	56	14.99	2.71	-1.21	0.035440	0.9646
2016.00	81.99	57	13.07	2.57	-1.38	0.018461	0.9815
2017.00	43.49	58	10.93	2.39	-1.62	0.006486	0.9935
2018.00	64.70	59	10.54	2.36	-1.66	0.005082	0.9949
2019.00	145.64	60	9.70	2.27	-1.77	0.002781	0.9972
2020.00	125.97	61	9.21	2.22	-1.84	0.001844	0.9982
2021.00	63.63	62	9.16	2.21	-1.85	0.001764	0.9982
$\mu_y =$		0.5527					
$\sigma_y =$		1.1769					
$\alpha =$		1.3014					
$\beta =$		3.6340					
Número de orden		62.0000					

Tabla 4.14 Serie de caudales: Función de distribución Log Gumbel

Fuente: Elaboración propia

4.5. Prueba de bondad de ajuste

Luego de realizar el análisis de frecuencia para las diferentes funciones de probabilidad escogidas, se realizó las pruebas de bondad de ajuste de Smirnof-Kolgomorov a cada una de las combinaciones posibles entre las funciones empíricas y las teóricas. El análisis de las combinaciones de todas las funciones de probabilidad se adjunta en los anexos del presente trabajo de investigación.

En la siguiente tabla podemos observar el balance entre los deltas máximos obtenidos en la prueba de Smirnof-Kolgomorov de las combinaciones hechas y el delta tabular de la serie basado en la cantidad de datos en la serie de caudales máximos anuales.

	D máximo							d
	California	Hazen	Weibull	Chegodayev	Blom	Tukey	Gringorten	
Normal	0.1093	0.1012	0.0965	0.0980	0.0992	0.0986	0.1002	0.1727
Log Normal II	0.1340	0.1259	0.1261	0.1260	0.1260	0.1260	0.1260	
Log Normal III	0.0970	0.1050	0.1090	0.1066	0.1060	0.1064	0.1055	
Gamma II	0.5198	0.5278	0.5254	0.5268	0.5272	0.5270	0.5275	
Gamma III	0.1262	0.1181	0.1103	0.1150	0.1162	0.1155	0.1172	
Log Pearson III	0.1652	0.1572	0.1573	0.1572	0.1572	0.1572	0.1572	
Gumbel	0.0889	0.0820	0.0860	0.0836	0.0830	0.0833	0.0825	
Log Gumbel	0.1775	0.1694	0.1695	0.1695	0.1694	0.1694	0.1694	

Tabla 4.15 Comparación de delta en prueba de bondad de ajuste Smirnof-Kolmogorov para combinación de funciones de distribución empíricas y teóricas.

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la tabla 4.15 la combinación de funciones de distribución que más se ajusta a la serie de datos máximos anuales es la función teórica de Gumbel con la función empírica de Hazel, esto porque esta combinación presenta el menor valor delta de todas las combinaciones realizadas en la prueba de bondad de ajuste Smirnof-Kolgomorov.

El desarrollo de la prueba de bondad de ajuste de la combinación previamente mencionada se observa en la siguiente tabla.

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GUMBEL	DISTRIBUCIÓN HAZEN	
0.97527	0.99194	0.01667
0.95673	0.97581	0.01907
0.94683	0.95968	0.01285
0.94604	0.94355	0.00249
0.93034	0.92742	0.00292
0.92371	0.91129	0.01242
0.91561	0.89516	0.02045
0.88468	0.87903	0.00565
0.85800	0.86290	0.00490
0.85705	0.84677	0.01028
0.85566	0.83065	0.02502
0.83803	0.81452	0.02351
0.83183	0.79839	0.03344
0.79339	0.78226	0.01113
0.73967	0.76613	0.02646
0.72100	0.75000	0.02900
0.71862	0.73387	0.01525
0.71406	0.71774	0.00368
0.71183	0.70161	0.01021
0.70262	0.68548	0.01714
0.68692	0.66935	0.01756
0.61226	0.65323	0.04096
0.60111	0.63710	0.03598
0.59295	0.62097	0.02802
0.57738	0.60484	0.02745
0.57118	0.58871	0.01753
0.56543	0.57258	0.00715
0.56108	0.55645	0.00463
0.55880	0.54032	0.01847
0.54847	0.52419	0.02428
0.54615	0.50806	0.03809
0.48486	0.49194	0.00707
0.45262	0.47581	0.02319
0.44488	0.45968	0.01479
0.44075	0.44355	0.00280
0.41727	0.42742	0.01015
0.41360	0.41129	0.00231
0.36648	0.39516	0.02868
0.34963	0.37903	0.02940
0.34528	0.36290	0.01763
0.31522	0.34677	0.03156

0.29702	0.33065	0.03363
0.29535	0.31452	0.01917
0.28044	0.29839	0.01795
0.27608	0.28226	0.00618
0.19809	0.26613	0.06804
0.16801	0.25000	0.08199
0.16561	0.23387	0.06826
0.16537	0.21774	0.05237
0.16484	0.20161	0.03678
0.16074	0.18548	0.02474
0.15698	0.16935	0.01237
0.13931	0.15323	0.01391
0.12686	0.13710	0.01024
0.12476	0.12097	0.00380
0.11621	0.10484	0.01137
0.10678	0.08871	0.01807
0.09678	0.07258	0.02420
0.09502	0.05645	0.03857
0.09129	0.04032	0.05096
0.08915	0.02419	0.06496
0.08893	0.00806	0.08087
D máximo =		0.08199
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 4.16 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gumbel- Distribución Hazen**

Fuente: Elaboración propia

4.6. Periodos de retorno

La correcta elección del periodo de retorno es un paso muy importante para una estimación de caudales eficiente, por lo que se debe de tener claro que la concepción de un proyecto no debe ser relacionado de manera directa con el periodo de retorno, como usualmente se tiende a hacer, sino por el contrario entender que este es una variable que depende directamente del riesgo admisible y la vida útil del proyecto.

Basándonos en esto, se elaboró la tabla 2.1 del capítulo Fundamento teórico, en la que podemos observar cómo varía el periodo de retorno en función a las variables previamente mencionadas; esta nos servirá para hallar los periodos de retorno más convenientes para el análisis a realizar tomando en cuenta los siguientes parámetros encontrados en distintos manuales del MTC.

- a) Según el Ministerio de Transporte y Comunicaciones indica que en caso un puente se encuentre ubicado en una ciudad de alta densidad, como es el caso de nuestra ciudad Arequipa; el periodo de retorno de este mismo debe ser superior a los 100 años.
- b) Así mismo, el Ministerio de Transporte y Comunicaciones en su tabla N°2 VALORES MAXIMOS RECOMENDADOS DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE, recomienda que el riesgo admisible máximo para un puente es de 25% y su vida útil de 40 años, así como también se recomienda un periodo de retorno de 500 años para el cálculo de la socavación.
- c) Por otro lado, según el Ministerio de Transporte y Comunicaciones los puentes definitivos deben ser diseñados para una vida útil de 75 años. El puente San Martín, objeto de estudio del presente trabajo de investigación es un puente definitivo. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018, pág. 59)

Un correcto análisis para hallar los periodos de retorno debe de basarse en los parámetros presentados previamente, por lo que se plantearon 4 escenarios para determinar los mismos.

- a) Vida útil de 40 años con un riesgo de 20%.

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[n]{1 - R}}$$

$$T = \frac{1961}{1 - \sqrt[40]{1 - 0.20}}$$

$$T = 179.757 \approx 180$$

Con el periodo de retorno de 180 años como resultado se propone los siguientes dos periodos de retorno

- T = 100 años
- T = 200 años

- a) Vida útil de 75 años con un riesgo de 20%

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[n]{1 - R}}$$

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[75]{1 - 0.20}}$$

$$T = 336.607 \approx 337$$

Con el periodo de retorno de 337 años como resultado se propone los siguientes dos periodos de retorno.

- T = 300 años
 - T = 400 años
- a) Vida útil de 40 años con un riesgo de 10%

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[40]{1 - R}}$$

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[40]{1 - 0.10}}$$

$$T = 380.149 \approx 380$$

Con el periodo de retorno de 380 años como resultado se propone los siguientes dos escenarios.

- T = 400 años
 - T = 500 años
- a) Vida útil de 75 años con un riesgo de 10%

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[75]{1 - R}}$$

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[75]{1 - 0.10}}$$

$$T = 712.342 \approx 712$$

Con el periodo de retorno de 712 años como resultado se propone el siguiente escenario

- T = 750 años

Luego de los resultados obtenidos siguiendo las recomendaciones de los distintos manuales del MTC se muestran los periodos de retorno propuestos para los escenarios de análisis en la siguiente tabla.

Escenario	T (años)
1	100
2	200
3	300
4	400
5	500
6	750

Tabla 4.17 Escenarios planteados de periodo de retorno

Fuente: Elaboración propia

Complementariamente se añadió un escenario más, el cual representaría un evento extraordinario, este consistiría en evaluar el caudal de 500 m³/s, asumiendo que el aliviadero del embalse Aguada Blanca logre alcanzar su caudal límite de diseño.

4.7. Estimación de caudales

Una vez elegidos los periodos de retorno procedemos a estimar los caudales para el posterior análisis hidráulico.

Tal como se vio en subcapítulos anteriores, la prueba de bondad de ajuste Smirnof-Kolgomorov dio como resultado que la función de distribución que más se ajustaba a nuestra serie de caudales máximos anuales era la función de Gumbel. A continuación, se muestra el desarrollo de la estimación de caudales para la función de Gumbel del libro Hidrología. (Villón Béjar, 2002)

Para hallar el caudal máximo dado una serie de datos máximos y un periodo de retorno se utiliza la siguiente fórmula.

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \ln T)$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}}$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x}$ = Caudal máximo para un periodo de retorno determinado, en m³/s

N = Número de años de registro

Q_i = Caudales máximos anuales registrados en m³/s

$$Q_m = \frac{\sum_i^N Q_i}{N} \quad \text{Caudal promedio, en m}^3/\text{s}$$

T = Periodo de retorno

σ_N, \bar{Y}_N = Constantes función de N

σ_Q = Desviación estándar de los caudales

“Las constantes de la función N , se hallan de la tabla 6.13 del libro de Hidrología de Villón estos valores están en función de la cantidad de años de registro de la serie de datos máximos” (Villón Béjar, 2002, pág. 284).



Tabla 6.13 Valores de \bar{Y}_N y σ_N en función de N

N	\bar{Y}_N	σ_N	N	\bar{Y}_N	σ_N
8	0.4843	0.9043	49	0.5481	1.1590
9	0.4902	0.9288	50	0.54854	1.16066
10	0.4952	0.9497	51	0.5489	1.1623
11	0.4996	0.9676	52	0.5493	1.1638
12	0.5053	0.9833	53	0.5497	1.1653
13	0.5070	0.9972	54	0.5501	1.1667
14	0.5100	1.0095	55	0.5504	1.1681
15	0.5128	1.02057	56	0.5508	1.1696
16	0.5157	1.0316	57	0.5511	1.1708
17	0.5181	1.0411	58	0.5515	1.1721
18	0.5202	1.0493	59	0.5518	1.1734
19	0.5220	1.0566	60	0.55208	1.17467
20	0.52355	1.06283	62	0.5527	1.1770
21	0.5252	1.0696	64	0.5533	1.1793
22	0.5268	1.0754	66	0.5538	1.1814
23	0.5283	1.0811	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.0864	70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.09145	72	0.5552	1.1873
26	0.5320	1.0961	74	0.5557	1.1890
27	0.5332	1.1004	76	0.5561	1.1908
28	0.5343	1.1047	78	0.5565	1.1923
29	0.5353	1.1086	80	0.55688	1.19382
30	0.53622	1.11238	82	0.5572	1.1953
31	0.5371	1.1159	84	0.5576	1.1967
32	0.5380	1.1193	86	0.5580	1.1980
33	0.5388	1.1226	88	0.5583	1.1994
34	0.5396	1.1255	90	0.55860	1.20073
35	0.54034	1.12847	92	0.5589	1.2020
36	0.5410	1.1313	94	0.5592	1.2032
37	0.5418	1.1339	96	0.5595	1.2044
38	0.5424	1.1363	98	0.5598	1.2055
39	0.5430	1.1388	100	0.56002	1.20649
40	0.54362	1.14132	150	0.56461	1.22534
41	0.5442	1.1436	200	0.56715	1.23598
42	0.5448	1.1458	250	0.56878	1.24292
43	0.5453	1.1480	300	0.56993	1.24786
44	0.5458	1.1499	400	0.57144	1.25450
45	0.5463	1.15185	500	0.57240	1.25880
46	0.5468	1.1538	750	0.57377	1.26506
47	0.5473	1.1557	1000	0.57450	1.26851
48	0.5477	1.1574		0.57722	1.28255

Tabla 4.18 Valores de Y_N y σ_N en función de N

Fuente: Villón Béjar, (2002)

En la siguiente tabla se muestra los resultados de las variables de la ecuación para hallar los caudales máximos, las tablas de cálculo de desarrollo para hallar dichas variables se presentan en los anexos del presente trabajo de investigación.

Variables	Resultado
$Q_m =$	80.64
$\sum_{i=1}^N Q_i^2 - NQ_m^2$	612483.412
$\sigma_Q =$	100.203
$N =$	62
$\sigma_N =$	1.177
$\bar{Y}_N =$	0.5527

Tabla 4.19 Resultados de las variables de la ecuación de Q máx. de Gumbel.

Fuente: Elaboración propia

Por consiguiente, una vez obtenidas las variables de la ecuación podemos hallar los caudales máximos para los diferentes periodos de retorno planteados para el análisis, así mismo incluimos el caudal del último escenario planteado. Estos resultados son plasmados en la siguiente tabla:

Escenario	T (años)	Prob. no Exc.	Q máx. (m3/s)
1	100	99.000%	310.062
2	200	99.500%	349.303
3	300	99.667%	372.257
4	400	99.750%	388.543
5	500	99.800%	401.176
6	750	99.867%	424.130
7	-	-	500.000

Tabla 4.20 Estimación de caudales para los escenarios planteados

Fuente: Elaboración propia

5. ANÁLISIS HIDRÁULICO

El análisis hidráulico es el siguiente paso para nuestro análisis de riesgo y vulnerabilidad, este será realizado mediante un modelo hidráulico del cauce del río Chili y del puente San Martín.

Los resultados de este modelo nos brindarán los valores de las variables necesarias para el análisis de socavación del puente, por lo que es de gran importancia realizar este proceso de manera cuidadosa y precisa. El siguiente diagrama de flujo permite ver con más claridad el proceso a seguir para obtener dichas variables.

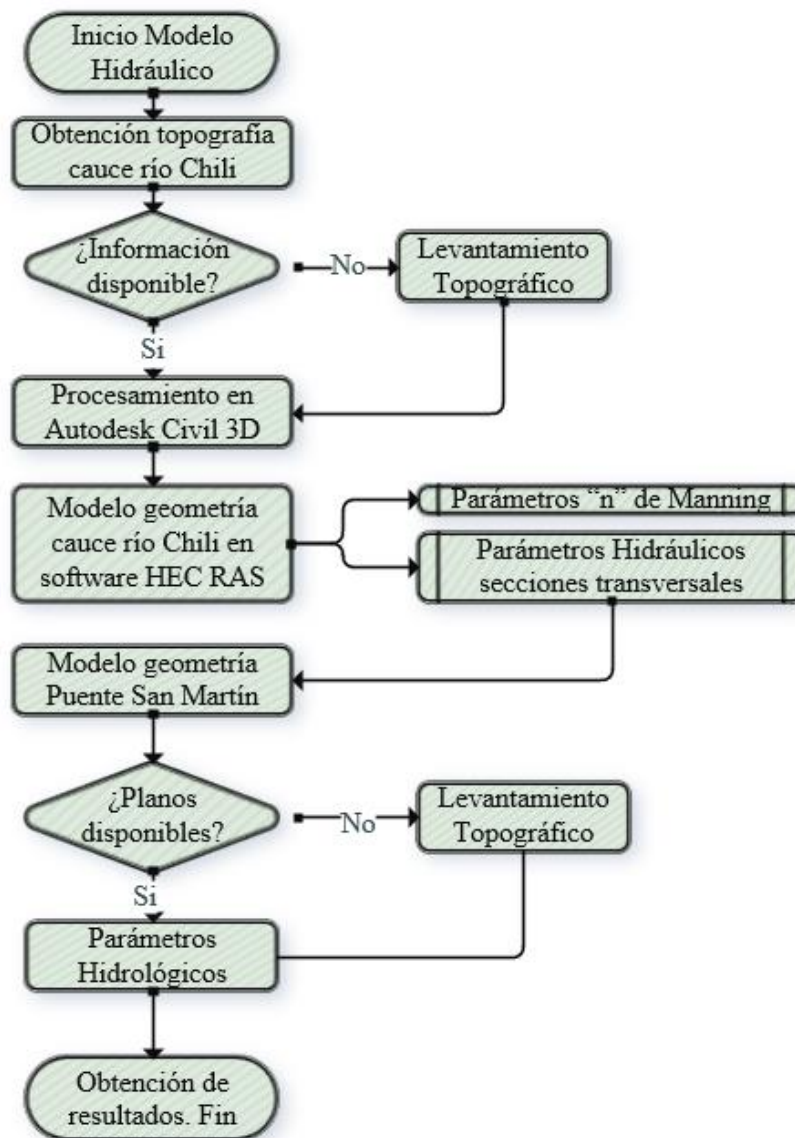


Figura 5.1 Diagrama de Flujo: Procedimiento para obtener el modelo hidráulico con Software HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia

5.1. Levantamiento y procesamiento topográfico

5.1.1. Levantamiento topográfico

Tal como podemos observar en el diagrama de flujo previamente desarrollado, lo primero que se realizó fue solicitar información sobre la topografía del puente San Martín a entidades como la Municipalidad Provincial de Arequipa, dicha entidad entregó una respuesta negativa alegando que ya que el puente cuenta con más de 50 años de antigüedad los planos de este son difícilmente ubicables, es por eso que era necesaria la realización de un levantamiento topográfico del cauce del río, para eso consultamos a los distintos manuales y normativas para tener claro el alcance que debía de tener la topografía.

Según el Manual de Puentes del “un puente que no produzca contracción del flujo de avenida, el levantamiento topográfico abarcará 8 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 4 veces aguas hacia abajo”, así como también nos dice que este no debe ser menor a 150.00 m. aguas arriba y 150.00 aguas abajo. Teniendo esta información en cuenta y sin contar con datos del ancho del cauce es que se utilizó el software Google Earth para tener un estimado del ancho del cauce principal en la zona en la que se ubica el puente San Martín. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018, pág. 46)



Figura 5.2 Ancho de cauce principal cercano al puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la figura 5.2 se tomó 5 secciones aguas arriba y 5 secciones aguas abajo cercanas al puente San Martín de esa manera calcularemos el ancho promedio del cauce principal, en la siguiente tabla podemos observar los anchos de dichas secciones y el ancho de cauce promedio calculado.

Sección	Ancho de cauce (m)
RCH-1	26.20
RCH-2	24.85
RCH-3	25.45
RCH-4	25.90
RCH-5	25.70
RCH-6	24.40
RCH-7	24.84
RCH-8	24.60
RCH-9	24.54
RCH-10	26.41
Promedio =	25.29

Tabla 5.1 Ancho de cauce promedio con información de Google Earth

Fuente: Elaboración propia

El ancho de cauce promedio es 25.29, para términos prácticos usaremos 25.30 m. para el cálculo del alcance de la topografía.

a) Aguas arriba:

$$L = 8B$$

$$L = 8(25.30)$$

$$L = 202.32 \text{ m}$$

Para mejor precisión al momento del análisis hidráulico se hizo el levantamiento del cauce del río Chili de 250m aguas arriba.

b) Aguas abajo

$$L = 4B$$

$$L = 4(25.30)$$

$$L = 101.16 \text{ m}$$

Como se vio previamente la distancia mínima de levantamiento topográfico es 150 m. por lo que se usó este valor para la zona aguas abajo del puente.



Figura 5.3 Levantamiento topográfico del puente San Martín (aguas abajo)

Fuente: Elaboración propia.

5.1.2. Procesamiento con software Autodesk Civil 3D

Una vez finalizado el levantamiento topográfico, importamos la lista de puntos obtenidos de la estación total, seguidamente realizamos el procesamiento para obtener las curvas de nivel cada 5 m. y cada 1 m.

También se puede observar la vista en planta del puente San Martín y los márgenes derecho e izquierdo del cauce, esto se identifica claramente en la siguiente imagen.



Figura 5.4 Topografía del cauce del río Chili y el puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

5.2. Modelamiento geométrico del cauce.

5.2.1. Creación geometría del cauce

Una vez finalizada la obtención de las curvas de nivel tendremos que realizar el procesamiento de dicha información con el software Autodesk Civil 3D para posteriormente ser exportada al software HEC-RAS y de esa manera obtener la geometría del cauce para el modelo hidráulico. El procesamiento en el software Civil 3D siguió los siguientes pasos:

- Creación de superficie: con las curvas de nivel procederemos a crear una superficie en la que escogemos curvas mayores de 5 m. y menores de 1 m.



Figura 5.5 Superficie obtenida a partir de las curvas de nivel

Fuente: Elaboración propia

- b) Se generó un alineamiento dibujando el eje del río aguas abajo hacia aguas arriba con una polilínea.

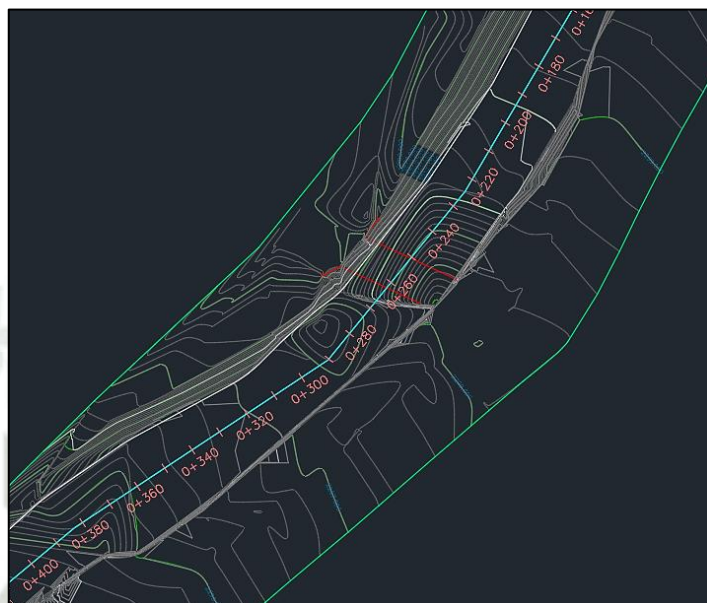


Figura 5.6 Segmento del alineamiento creado del eje del río

Fuente: Elaboración propia

- c) Se generó las secciones transversales del alineamiento cada 10 m. En caso de que haya cruces de secciones estas se editan manualmente para evitar este problema.

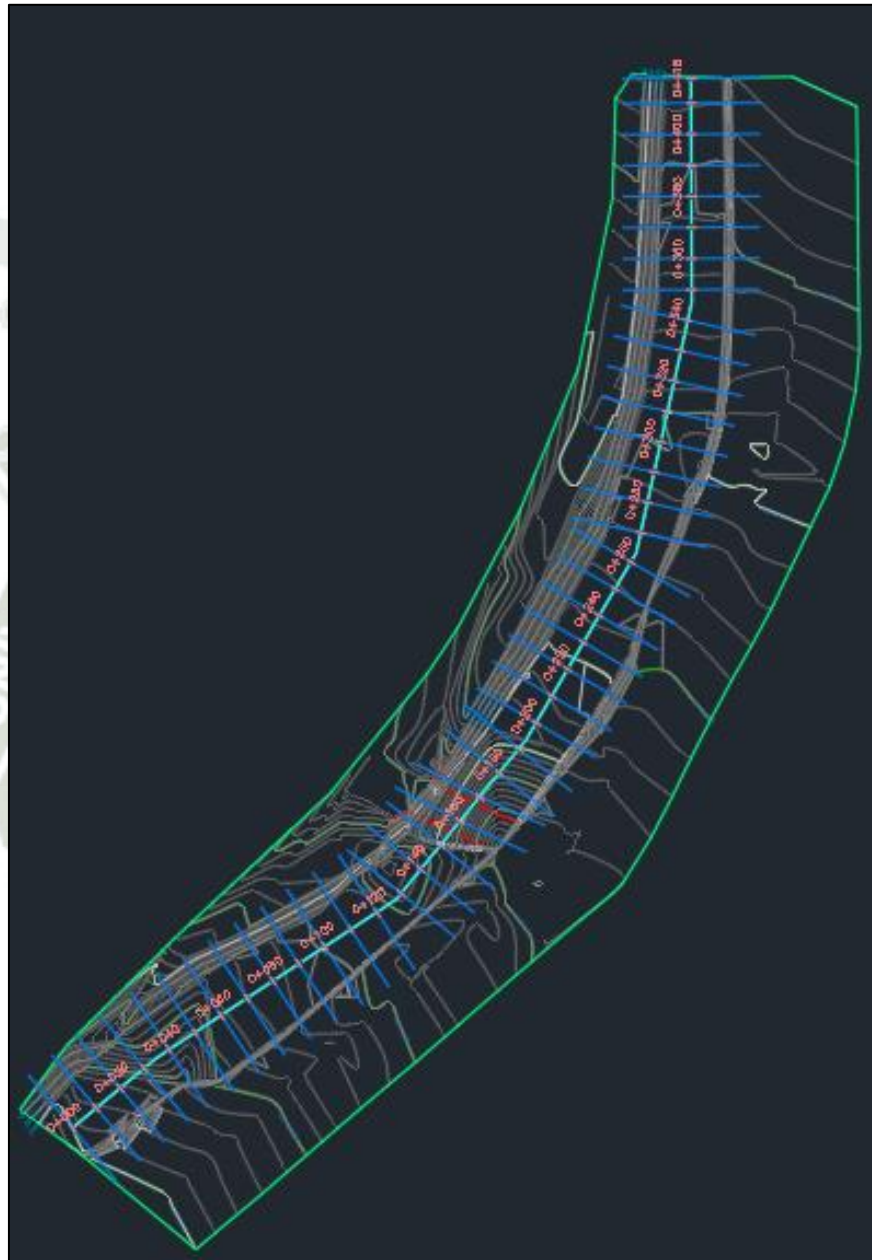


Figura 5.7 Secciones transversales del alineamiento completo

Fuente: Elaboración propia

- d) Finalmente se delimitan los límites del canal principal o los márgenes derecha e izquierda del cauce del río, esto se realiza mediante la creación de polilíneas respetando el sentido del flujo.

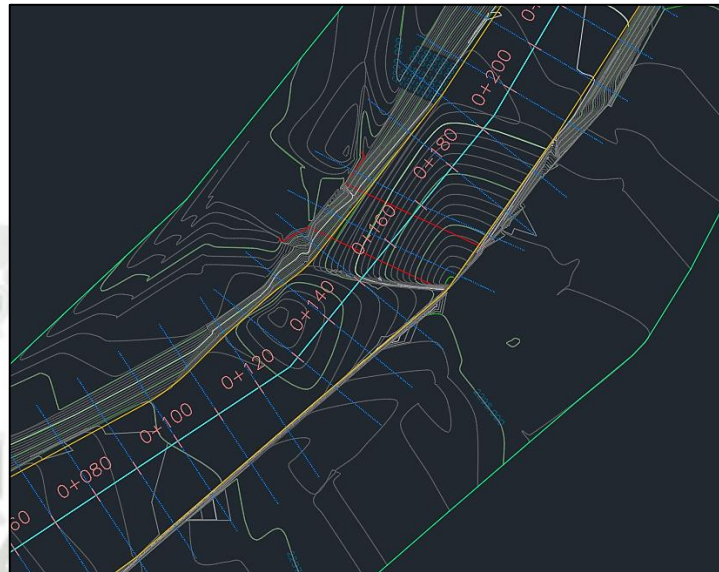


Figura 5.8 Segmento con márgenes derecha e izquierda del cauce del río Chili.

Fuente: Elaboración propia

- e) Como último paso en el Autodesk Civil 3D se exportó utilizando el botón “Exportar HEC-RAS”, en la que se seleccionó la superficie, el eje del río, las secciones y los márgenes.

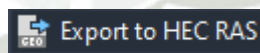


Figura 5.9 Botón de herramienta de exportación de geometría a HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia

- f) Para finalizar luego de crear un nuevo proyecto y una nueva geometría en el software HEC-RAS, se importó la geometría en la que podemos observar el eje del río, las secciones cada 10 m. y los márgenes derecha e izquierda. En la siguiente imagen podemos observar la geometría en planta y la sección 0+160 seleccionada, esta es la sección donde se encuentra ubicado el puente San Martín.

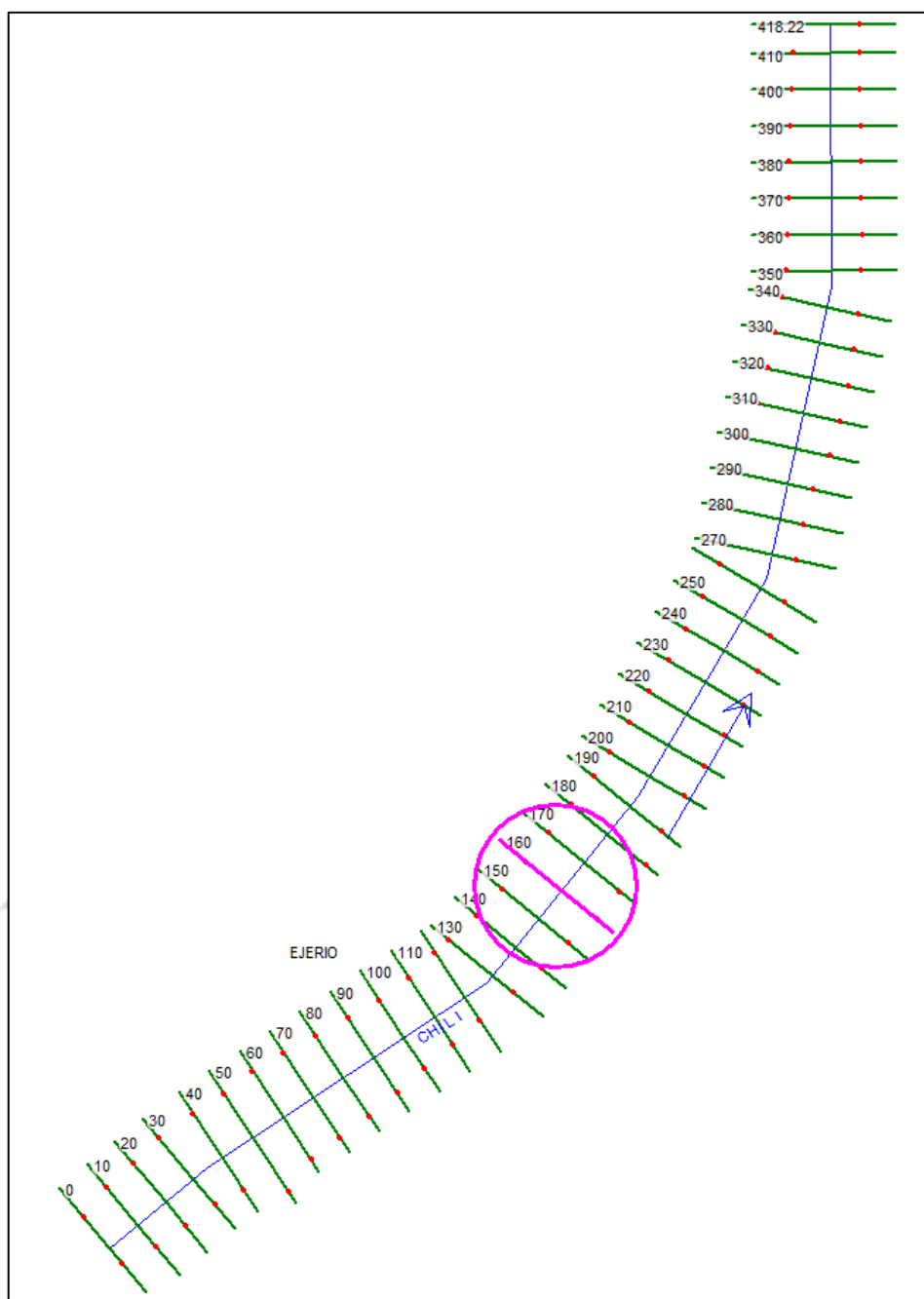


Figura 5.10 Geometría cauce río Chili importado en HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente imagen se puede visualizar una sección transversal de la geometría del cauce del río, en la cual se puede observar los puntos negros y las líneas que los unen, estos simbolizan la forma del fondo del río y los márgenes. También se puede observar dos puntos rojos, los que simbolizan los bordes del río Chili en esa sección, se tomó como ejemplo la sección 0+160.00 donde se encuentra ubicado el puente.

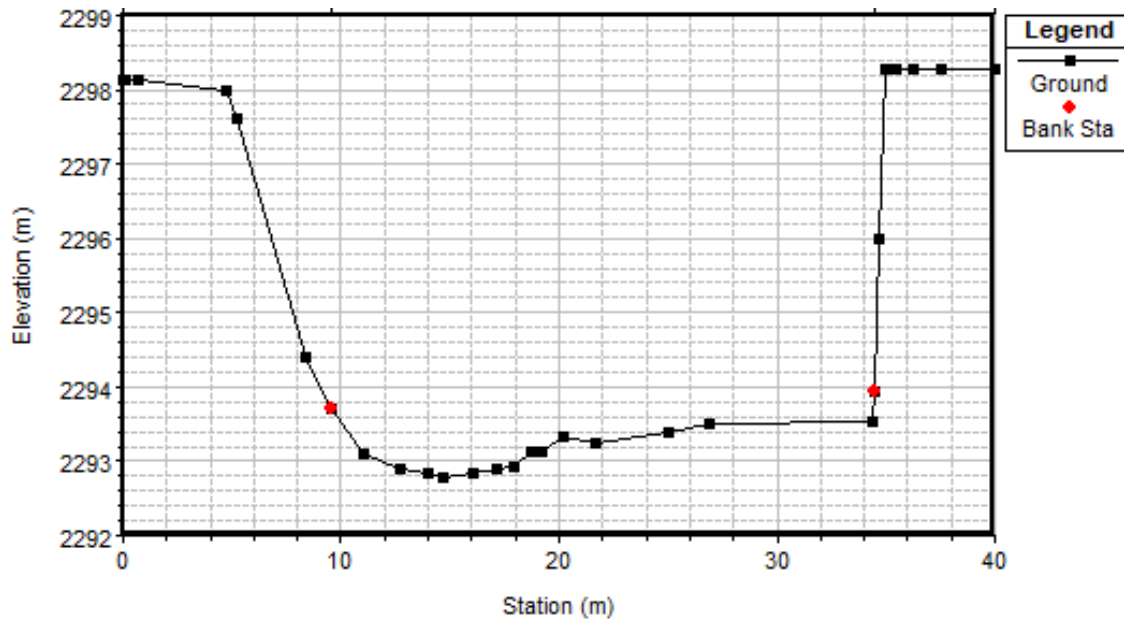


Figura 5.11 Sección transversal de progresiva 0+160.00

Fuente: Elaboración propia

5.2.2. Parámetro de rugosidad “n” de Manning

“Como se vio en el marco teórico, utilizaremos la fórmula propuesta por Cowan para determinar en valor “n” de rugosidad para un canal natural” (Cowan, 1956, págs. 473-475).

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

Donde:

- n_b =Valor base de rugosidad para un canal recto, uniforme y liso.
- n_1 =Factor de corrección para compensar el efecto de las irregularidades superficiales del perímetro mojado.
- n_2 = Valor de rugosidad adicional para compensar las variaciones de forma y tamaño en las secciones del canal natural.
- n_3 = Valor de rugosidad adicional para compensar las obstrucciones.
- n_4 = Valor de rugosidad adicional para compensar la presencia de vegetación.
- m = Factor de corrección por si el tramo presenta meandros.

Para hallar estas variables, se utilizó la siguiente tabla que muestra los valores de estas, basándose en el estado del canal natural.

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efectivo relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Tabla 5.2 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de Cowan

Fuente: Chow, (1994)

Para realizar el modelo hidráulico cada sección transversal necesita 3 valores de rugosidad, uno al margen derecho, uno al margen izquierdo y otro al centro del cauce. En la siguiente imagen podemos observar una vista panorámica del cauce del río aguas arriba del puente San Martín, en el que se ve claramente que cada sección del cauce tendrá distintos valores de rugosidad “n” de Manning.

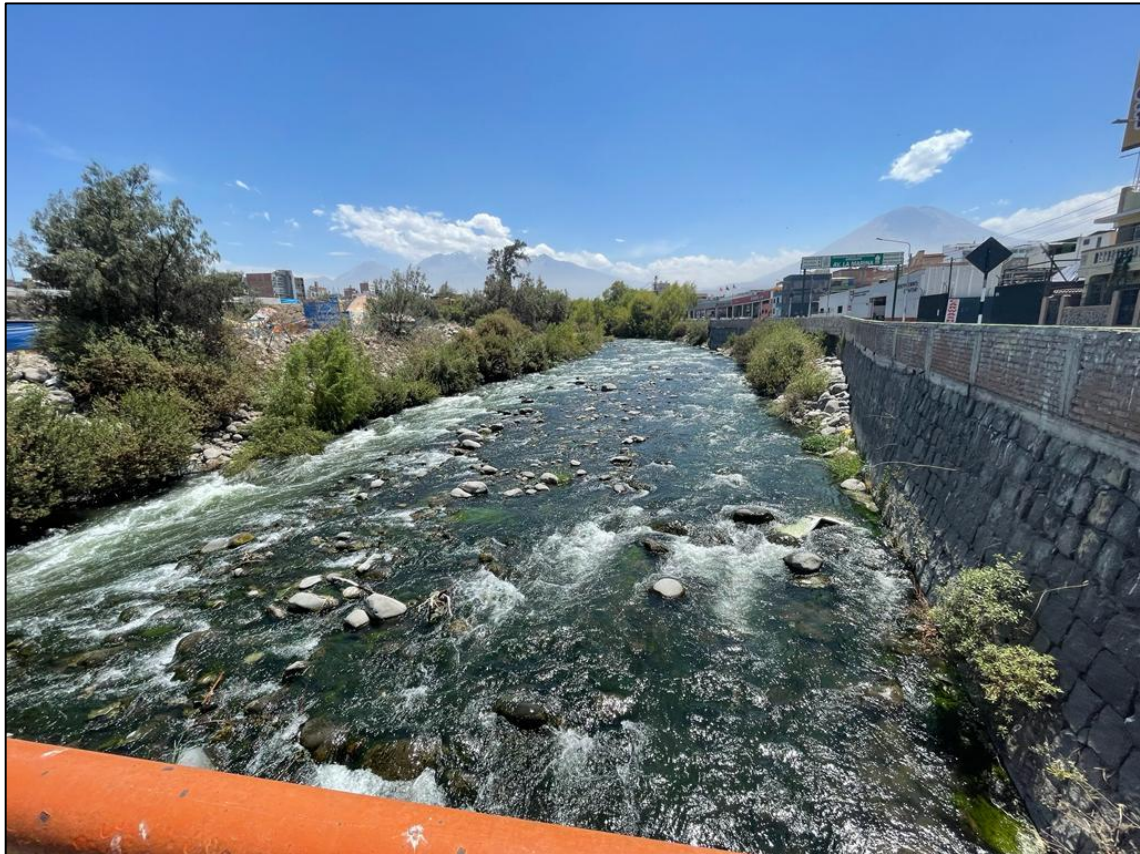


Figura 5.12 Cauce del río Chili aguas arriba del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

En las siguientes tablas se muestra los ejemplos de cálculo del valor de rugosidad, para la realización de dichas tablas nos apoyamos de visitas a campo, fotografías y de las imágenes satelitales del software Google Earth. El cálculo del valor de rugosidad de las secciones restantes se adjuntará en los anexos del presente trabajo de investigación.

AREA EN ANÁLISIS				0+210.00
COORDENADA UTM	ESTE (X)	228268		
	NORTE (Y)	8184401		
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.015	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.063	0.043	0.061	




Tabla 5.3 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+210.00, con apoyo fotográfico.

Fuente: Elaboración propia

AREA EN ANÁLISIS				0+310.00
COORDENADA UTM	ESTE (X)	228305		
	NORTE (Y)	8184492		
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.020	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.068	0.043	0.056	




Tabla 5.4 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+300.00, con apoyo de imagen satelital

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar la imagen de referencia utilizada en la tabla 5.3 es una foto de la sección, en cambio en la tabla 5.4 se utilizó una imagen satelital esto

debido a la vegetación presente en ambas riberas del río, lo cual no permitía el fácil acceso para fotografiar la zona.

En el modelo hidráulico se colocaron los valores de rugosidad de todas las secciones del cauce, esto se puede observar en la siguiente imagen.

En la imagen se observa los 3 valores de rugosidad “n” mencionados anteriormente, donde “n#1” es el valor de rugosidad en el margen izquierdo del río, “n#2” es el valor de rugosidad en el centro del río y “n#3” es el valor de rugosidad en el margen derecho del río.



	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	418.22	n	0.063	0.043	0.063
2	410	n	0.063	0.043	0.068
3	400	n	0.063	0.043	0.063
4	390	n	0.051	0.043	0.066
5	380	n	0.058	0.043	0.061
6	370	n	0.063	0.048	0.058
7	360	n	0.078	0.043	0.063
8	350	n	0.063	0.043	0.066
9	340	n	0.078	0.043	0.061
10	330	n	0.078	0.043	0.076
11	320	n	0.083	0.048	0.073
12	310	n	0.068	0.043	0.056
13	300	n	0.078	0.043	0.056
14	290	n	0.058	0.038	0.058
15	280	n	0.06	0.043	0.061
16	270	n	0.06	0.043	0.063
17	260	n	0.043	0.043	0.051
18	250	n	0.048	0.048	0.053
19	240	n	0.053	0.043	0.056
20	230	n	0.053	0.043	0.056
21	220	n	0.061	0.043	0.061
22	210	n	0.063	0.043	0.061
23	200	n	0.048	0.043	0.056
24	190	n	0.043	0.048	0.056
25	180	n	0.048	0.043	0.058
26	170	n	0.048	0.048	0.07
27	160	n	0.041	0.038	0.053
28	150.5	Bridge			
29	150	n	0.046	0.04	0.051
30	140	n	0.043	0.038	0.05
31	130	n	0.038	0.038	0.043
32	120	n	0.038	0.038	0.058
33	110	n	0.043	0.043	0.048
34	100	n	0.041	0.038	0.046
35	90	n	0.043	0.038	0.045
36	80	n	0.043	0.043	0.051
37	70	n	0.048	0.048	0.059
38	60	n	0.065	0.055	0.06
39	50	n	0.06	0.07	0.06
40	40	n	0.053	0.06	0.058
41	30	n	0.063	0.048	0.068
42	20	n	0.06	0.038	0.065
43	10	n	0.06	0.048	0.064
44	0	n	0.06	0.048	0.064

**Figura 5.13 Valores de rugosidad "n" de las secciones transversales del cauce del río
Chili**

Fuente: Elaboración propia

5.3. Parámetros hidráulicos de secciones transversales

Los parámetros hidráulicos que se utilizaron para un correcto modelo hidráulico fueron los coeficientes de contracción y expansión, estas son constantes adimensionales que generan pérdidas de energía entre dos secciones transversales.

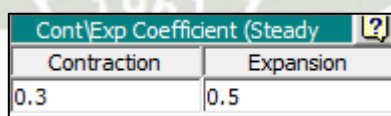
Se utilizó los siguientes valores para los coeficientes de contracción y expansión según el Hydraulic Reference Manual, estos se pueden observar en la siguiente tabla. (US Army Corps of Engineers, 2016, pág. 118)

Tipo de transición	C. contracción	C. expansión
Sección transversal constante	0.00	0.00
Secciones de transición gradual	0.10	0.30
Sección típica de puente	0.30	0.50
Secciones de transición abrupta	0.60	0.80

Tabla 5.5 Valores de coeficientes de contracción y expansión

Fuente: US Army Corps of Engineers, (2016)

Los coeficientes de contracción y expansión para la sección típica de puente fueron 0.30 y 0.50 respectivamente se colocaron en la sección inmediata aguas arriba del puente, en nuestro caso se colocó en la sección 0+160.00, tal como se observa en la siguiente imagen.



Cont\Exp Coefficient (Steady)	
Contraction	Expansion
0.3	0.5

Figura 5.14 Coeficiente de contracción y expansión para la sección transversal 0+160.00 en software HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, las demás secciones transversales tienen como coeficientes de contracción y expansión 0.10 y 0.30 respectivamente, esto debido a que las secciones del cauce del río tienen una transición gradual.

5.4. Modelamiento geométrico del puente

5.4.1. Localización del puente

En el proceso de la creación de las secciones transversales del cauce se procuró que dos de las secciones distribuidas cada 10.00 m. coincida los bordes del puente San Martín, siendo así que el puente quedó ubicado entre la sección 0+150.00 y 0+160.00.

El software HEC-RAS permite únicamente el modelamiento de puentes rectos, condición que cumple el puente San Martín por lo que facilita el modelado de este. Al momento de la creación del puente el software inserta una sección adicional entre las dos secciones previamente mencionadas, en este caso la sección es la 0+150.50.

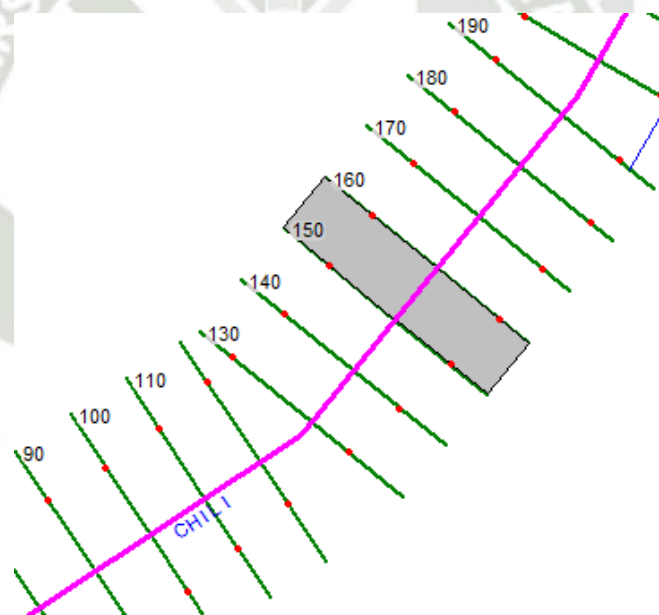


Figura 5.15 Puente San Martín modelado en la sección 0+150.00

Fuente: Elaboración propia

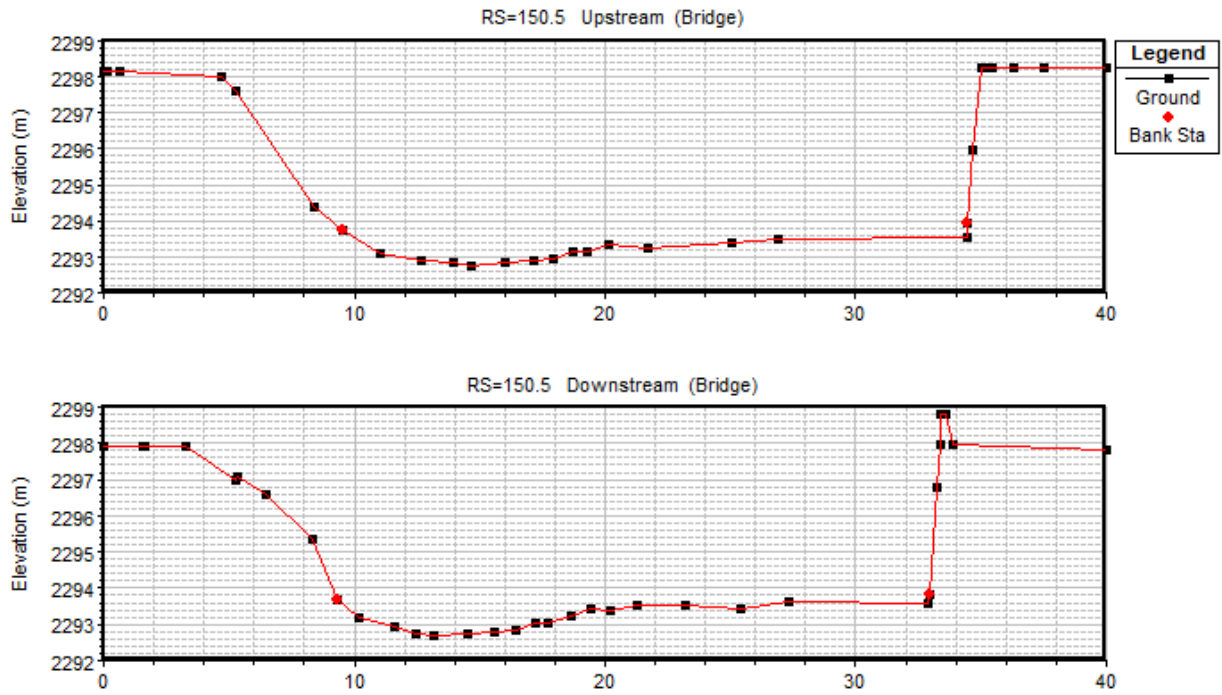


Figura 5.16 Sección aguas arriba y aguas abajo del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

5.4.2. Geometría del puente

Al no contar con los planos del puente San Martín, se realizó el levantamiento topográfico del tablero del puente, esta información se procesó en Autodesk Civil 3D obteniendo así la vista lateral del puente San Martín. Este proceso nos permitió obtener las coordenadas del tablero del puente para modelar la geometría de este en el software HEC-RAS.

Estas coordenadas tienen 3 características; una posición en X, que son las abscisas (station) y dos posiciones en el eje Y, que son las cotas inferiores (low chord) y superiores (high chord). Las coordenadas se colocan tanto en la sección transversal aguas arriba como aguas abajo del puente.

También se introduce los datos adicionales requeridos por el software como ancho del tablero, en este caso 10.00 m. y el número de tramos, siendo de solo un tramo.

En la siguiente imagen se puede observar las coordenadas introducidas en el software HEC-RAS para el modelado geométrico del puente San Martín.

	Upstream			Downstream		
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	3.54	2298.12	2293.92	3.54	2298.12	2293.92
2	9.16	2298.12	2292.92	9.16	2298.12	2292.92
3	9.16	2298.12	2296.55	9.16	2298.12	2296.55
4	12.52	2298.12	2296.73	12.52	2298.12	2296.73
5	14.71	2298.12	2296.86	14.71	2298.12	2296.86
6	16.55	2298.12	2296.94	16.55	2298.12	2296.94
7	18.41	2298.12	2297.	18.41	2298.12	2297.

Figura 5.17 Segmento de editor de coordenadas del modelo geométrico del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

Finalmente se obtuvo como resultado la vista lateral del puente San Martín tanto aguas arriba como aguas abajo, estas se observan en la siguiente imagen.

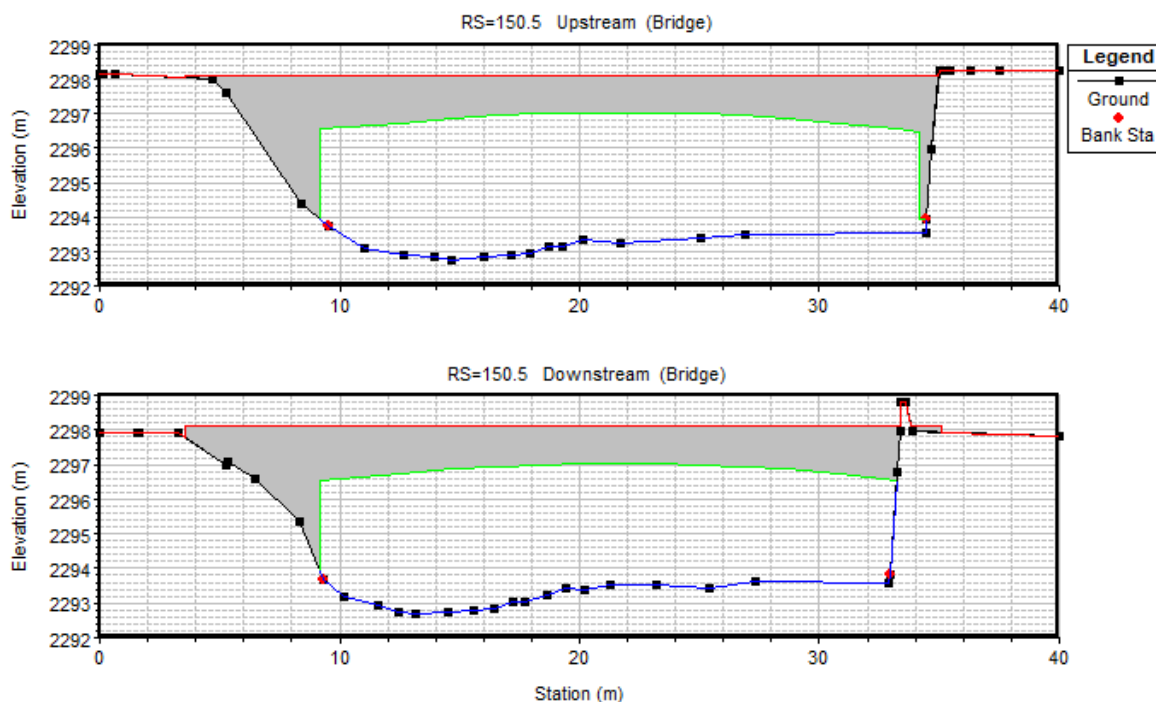


Figura 5.18 Vista lateral del modelo geométrico del puente San Martín en software

HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia

5.5. Parámetros hidrológicos del cauce

Para culminar con el modelo hidráulico se debe introducir al software HEC-RAS los datos hidrológicos previamente hallados en el análisis hidrológico, estos son los caudales para los 7 distintos escenarios planteados basados en el periodo de retorno.

El software HEC-RAS nos brinda dos opciones al momento de realizar el modelo, un modelo con flujo permanente o con flujo no permanente.

Según Rocha un flujo permanente no presenta cambios en sus características hidráulicas con respecto al tiempo, esto quiere decir que propiedades como el caudal, presión, velocidad, etc. se mantienen constantes en un determinado periodo de tiempo. Caso contrario, en el flujo no permanente dichas variables cambian de un instante a otro.

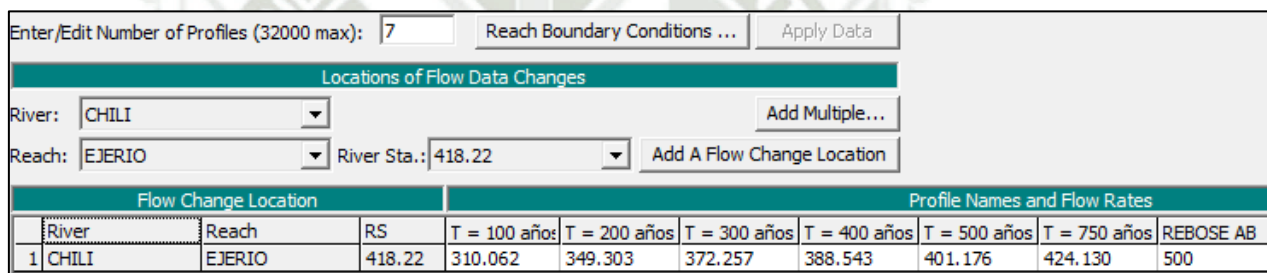
Basándonos en los resultados obtenidos en el capítulo anterior debemos de realizar un modelo con flujo permanente. En la siguiente tabla observamos los caudales a modelar según los periodos de retorno propuestos. (Rocha Felices, 2007)

Escenario	T (años)	Q máx. (m3/s)
1	100	310.062
2	200	349.303
3	300	372.257
4	400	388.543
5	500	401.176
6	750	424.130
7	-	500.000

Tabla 5.6 Caudales para modelo hidráulico basados en el periodo de retorno

Fuente: Elaboración propia

Estos caudales fueron introducidos en el software HEC-RAS, en la siguiente imagen podemos observar la interfaz de “Steady Flow data” donde se colocó estos datos.



Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates						
River	Reach	RS	T = 100 años	T = 200 años	T = 300 años	T = 400 años	T = 500 años	T = 750 años	REBOSE AB
1 CHILI	EJERIO	418.22	310.062	349.303	372.257	388.543	401.176	424.130	500

Figura 5.19 Caudales introducidos en software HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia

Finalmente se colocó las condiciones de borde tanto aguas arriba como aguas abajo del puente. El modelo debe ser mediante un flujo uniforme y permanente, para lograr esto la condición de borde debe ser la pendiente promedio del cauce.

Para obtener la pendiente promedio del cauce tomamos las cotas de las curvas de nivel al inicio y al final del eje del río en las secciones 0+00.00 y 0+418.22.

Sección	Cota (msnm)
0.00	2288.9
418.22	2296.31

Tabla 5.7 Datos de sección y cotas para cálculo de pendiente promedio del cauce

Fuente: Elaboración propia

$$S = \frac{2296.31 - 2288.90}{418.22 - 0.00}$$

$$S = 0.0177$$

Una vez hallada la pendiente promedio del cauce podemos introducir el valor en las condiciones de contorno como se puede observar en la siguiente imagen.

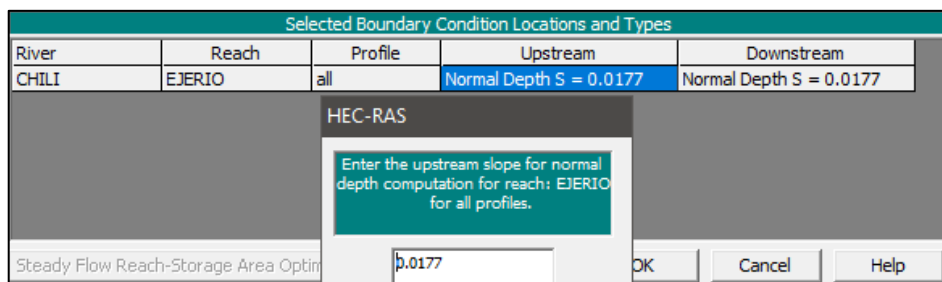


Figura 5.20 Condiciones de contorno para modelo hidráulico

Fuente: Elaboración propia

5.6. Resultados del modelo en HEC-RAS

Una vez introducido todos los datos necesarios para la realización del modelo hidráulico, se procede a realizar la simulación en el software HEC-RAS obteniendo resultados para cada uno de los escenarios propuestos anteriormente.

Uno de los resultados gráficos que podemos obtener es el perfil de flujo de todo el cauce del río Chili y el puente San Martín, en la siguiente imagen se puede observar el perfil de flujo para el escenario 1 siendo este un caudal para un periodo de retorno de 100 años.

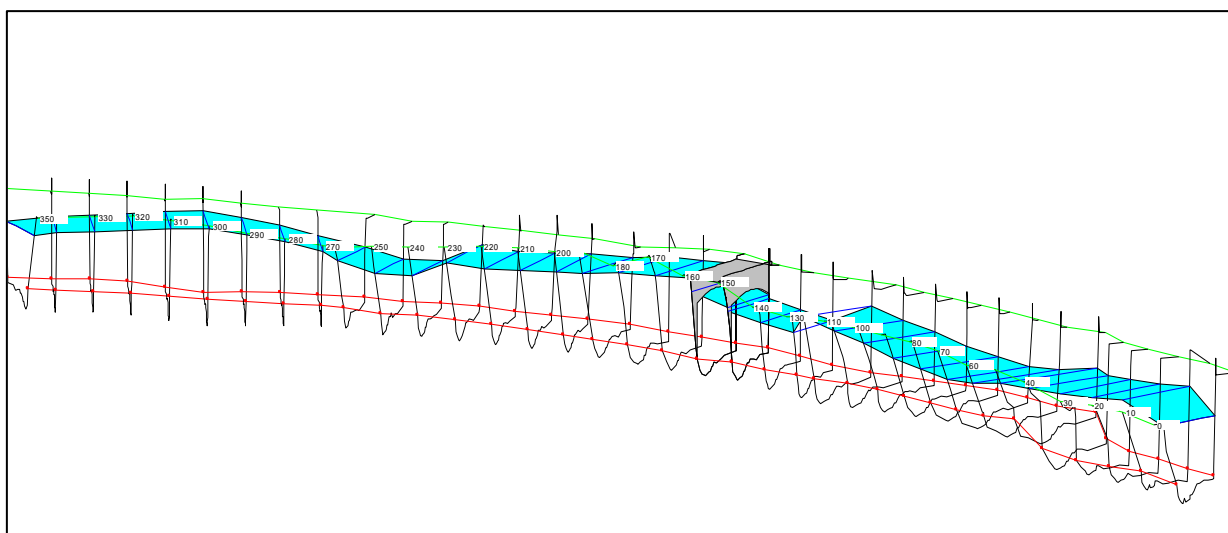


Figura 5.21 Perfil de flujo para T=100 años

Fuente: Elaboración propia

Los perfiles de flujo de los escenarios faltantes de adjuntan en los anexos del presente trabajo de investigación.

Así mismo se obtuvo parámetros hidráulicos de cada sección transversal tales como: tirante normal y crítico, pendiente de la línea de energía, área de flujo y perfil de superficie libre.

En la siguiente tabla observaremos los parámetros hidráulicos obtenidos del software HEC-RAS para la sección 0+160.00 que es la sección inmediata aguas arriba del puente San Martín.

Resultados Modelo Hidráulico Sección Transversal 0+160.00											
Escenario	Periodo de retorno	Caudal (m ³ /s)	Cota Mínima (m)	Cota Tirante Normal (m)	Cota Tirante Crítico (m)	Cota línea de energía (m)	Pendiente línea de energía (m)	Velocidad (m/s)	Área de flujo (m ²)	Espejo de agua (m)	Numero de Froude
1	100	310.06	2292.77	2296.91	2295.73	2297.45	0.002857	3.29	97.95	28.87	0.55
2	200	349.30	2292.77	2297.33	2295.94	2297.87	0.002508	3.31	110.10	29.34	0.52
3	300	372.26	2292.77	2297.51	2296.06	2298.08	0.002450	3.37	115.52	29.55	0.52
4	400	388.54	2292.77	2297.63	2296.13	2298.21	0.002428	3.42	119.07	29.69	0.52
5	500	401.18	2292.77	2297.74	2296.20	2298.33	0.002376	3.44	122.38	29.86	0.52
6	750	424.13	2292.77	2297.91	2296.30	2298.51	0.002351	3.50	127.28	30.11	0.52
7	-	500.00	2292.77	2298.66	2296.65	2299.27	0.001945	3.52	154.93	35.36	0.48

Tabla 5.8 Resultados modelo hidráulico en la sección 0+160.00

Fuente: Elaboración propia

Luego, con los resultados obtenidos se calculó el tirante promedio como se puede observar en la siguiente tabla:

Escenario	Periodo de retorno (años)	Area de flujo (m ²)	Espejo de agua (m)	Tirante promedio (m)
1	100	97.95	28.87	3.39
2	200	110.10	29.34	3.75
3	300	115.52	29.55	3.91
4	400	119.07	29.69	4.01
5	500	122.38	29.86	4.10
6	750	127.28	30.11	4.23
7	-	154.93	30.36	4.38

Tabla 5.9 Cálculo de tirante promedio en distintos escenarios para sección 0+160.00

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se observa los resultados para los distintos escenarios tanto gráfica como numéricamente, para un correcto entendimiento de los resultados gráficos es pertinente acotar que la línea azul es la cota del río, la línea punteada verde es la gradiente de energía y la línea roja es la cota el tirante crítico.

5.6.1. Escenario 1

Para un periodo de retorno de 100 años se obtuvo los siguientes resultados:

ESCENARIO 1		
T (años)	Q (m ³ /s)	N.A.M.E. (m)
100	310.06	2296.75

Tabla 5.10 Caudal y N.A.M.E para escenario 1

Fuente: Elaboración propia

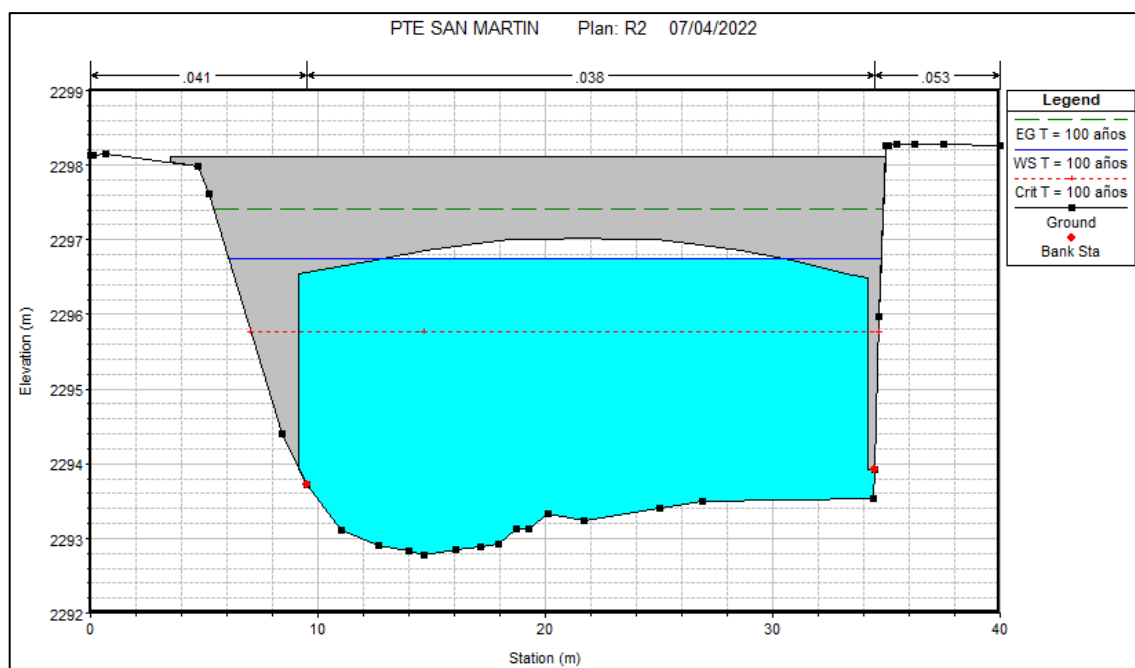


Figura 5.22 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 1 (T=100 años)

Fuente: Elaboración propia

Es preciso resaltar que según Ministerio de Transporte y Comunicaciones la parte más baja del tablero del puente debe tener una altura libre de 2.00 m con respecto al nivel de aguas máximas extraordinarias NAME. La cota más baja del puente San Martín es de 2296.49

En la figura 5.22 se puede observar que el flujo alcanza la parte más baja del tablero tanto en el lado derecho como izquierdo, esto puede generar erosión tanto en los estribos como en el tablero del puente. Basándonos en las recomendaciones del manual de puentes, el NAME recomendado debería de ser de 2294.49 m, en el escenario 1 contamos con un NAME de 2296.75, excediendo en 2.26 m. no cumpliendo con las recomendaciones del Manual de puentes del MTC. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008, pág. 94)

5.6.2. Escenario 2

Para un periodo de retorno de 200 años se obtuvo los siguientes resultados:

ESCENARIO 2		
T (años)	Q (m ³ /s)	N.A.M.E. (m)
200	349.3	2297.02

Tabla 5.11 Caudal y N.A.M.E para escenario 2

Fuente: Elaboración propia

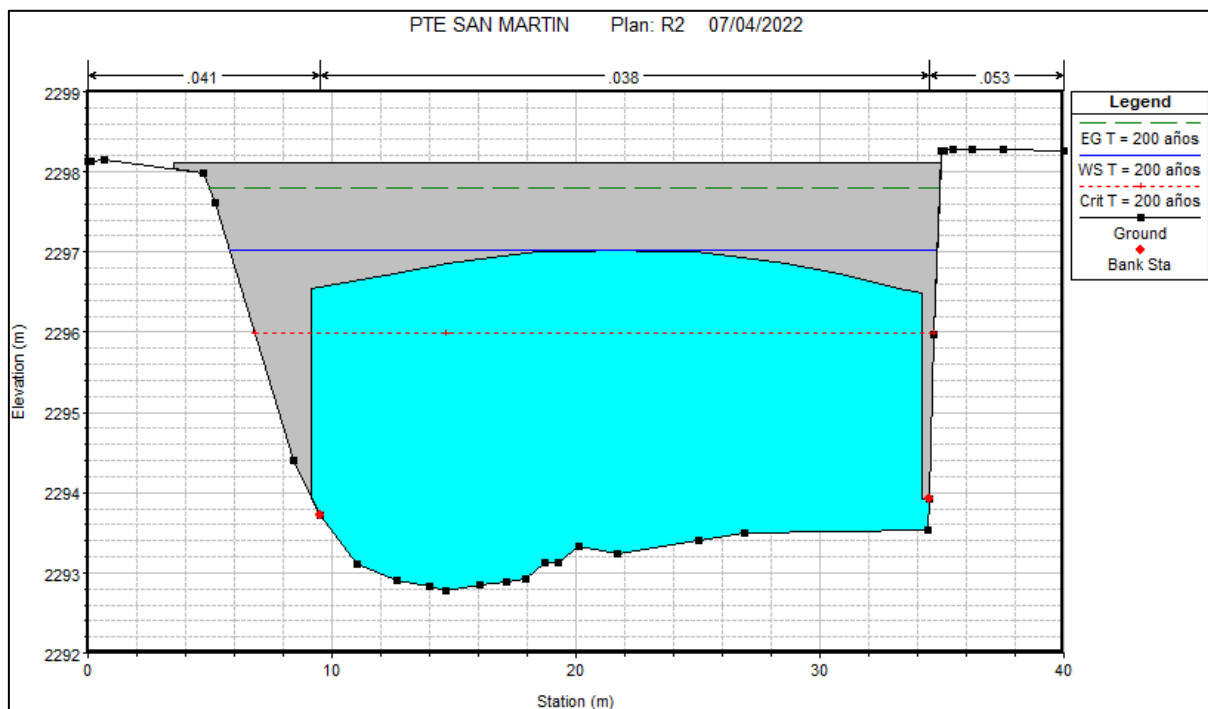


Figura 5.23 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 2 (T=200 años)

Fuente: Elaboración propia

En la figura 5.23 se puede observar que el flujo alcanza a toda la base del tablero del puente San Martín, esto puede generar una erosión mayor que el escenario anterior tanto en los estribos como en el tablero del puente poniendo en riesgo la estructura de este.

Basándonos en las recomendaciones del manual de puentes, el NAME recomendado debería de ser de 2294.49 m, en el escenario 2 contamos con un NAME de 2297.02, excediendo en 2.53 m. no cumpliendo con las recomendaciones del Manual de puentes del MTC.

5.6.3. Escenario 3

Para un periodo de retorno de 300 años se obtuvo los siguientes resultados:

ESCENARIO 3		
T (años)	Q (m ³ /s)	N.A.M.E. (m)
300	372.26	2297.09

Tabla 5.12 Caudal y N.A.M.E para escenario 3

Fuente: Elaboración propia

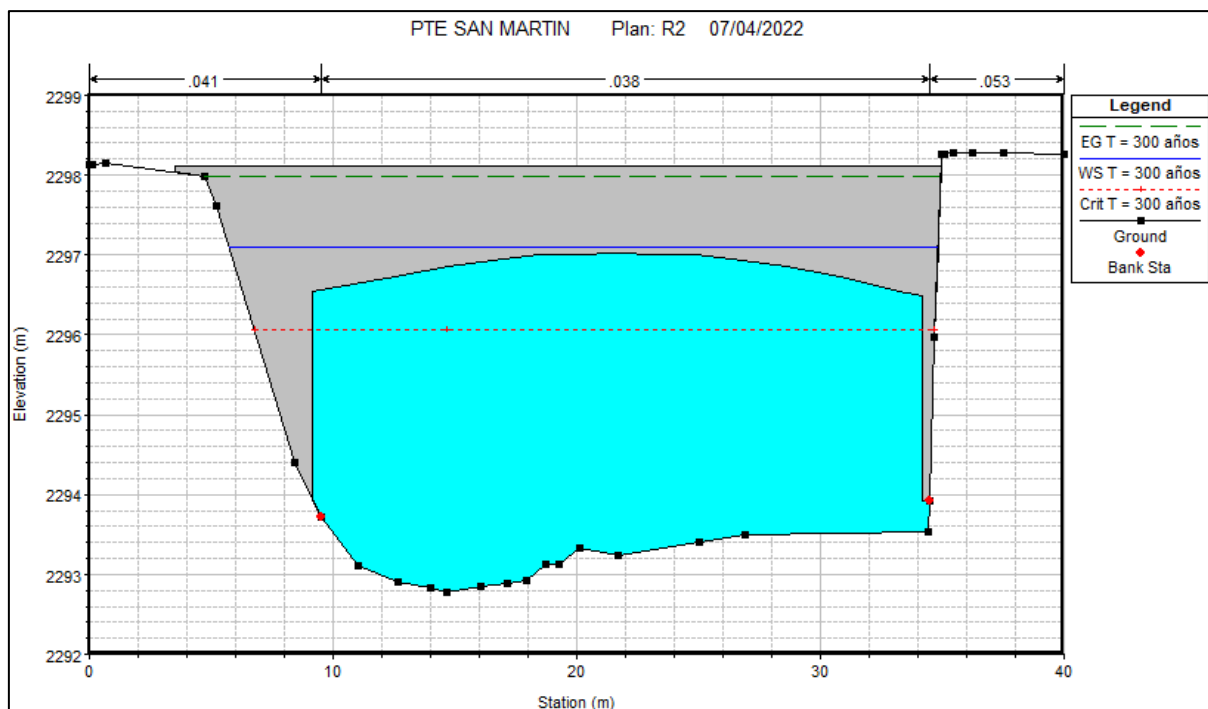


Figura 5.24 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 3 (T=300 años)

Fuente: Elaboración propia

En la figura 5.24 se puede observar que el flujo alcanza a toda la base y unos centímetros de la zona lateral del tablero del puente San Martín, esto puede generar más erosión y adición de fuerzas adicionales a la zona lateral tablero poniendo en riesgo la estructura del puente.

Basándonos en las recomendaciones del manual de puentes, el NAME. recomendado debería de ser de 2294.49 m, en el escenario 3 contamos con un NAME de 2297.09, excediendo en 2.60 m. no cumpliendo con las recomendaciones del Manual de puentes del MTC.

5.6.4. Escenario 4

Para un periodo de retorno de 400 años se obtuvo los siguientes resultados:

ESCENARIO 4		
T (años)	Q (m ³ /s)	N.A.M.E. (m)
400	388.54	2297.13

Tabla 5.13 Caudal y N.A.M.E para escenario 4

Fuente: Elaboración propia

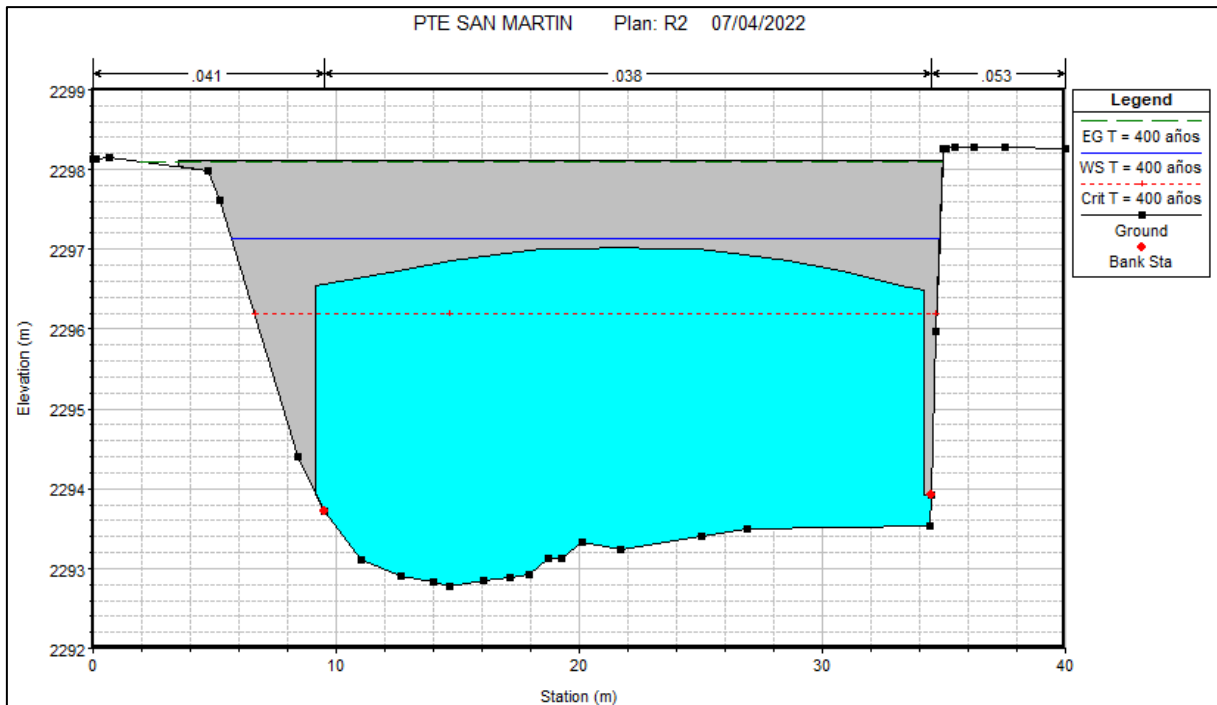


Figura 5.25 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 4 (T=400 años)

Fuente: Elaboración propia

En la figura 5.25 se puede observar que el flujo alcanza a toda la base y unos centímetros de la zona lateral del tablero del puente San Martín, los efectos que causarían serían similares a los planteados en el escenario anterior.

Basándonos en las recomendaciones del manual de puentes, el NAME recomendado debería de ser de 2294.49 m, en el escenario 4 contamos con un NAME de 2297.13, excediendo en 2.64 m. no cumpliendo con las recomendaciones del Manual de puentes del MTC.

5.6.5. Escenario 5

Para un periodo de retorno de 500 años se obtuvo los siguientes resultados:

ESCENARIO 5		
T (años)	Q (m ³ /s)	N.A.M.E. (m)
500	401.18	2297.17

Tabla 5.14 Caudal y N.A.M.E para escenario 5

Fuente: Elaboración propia

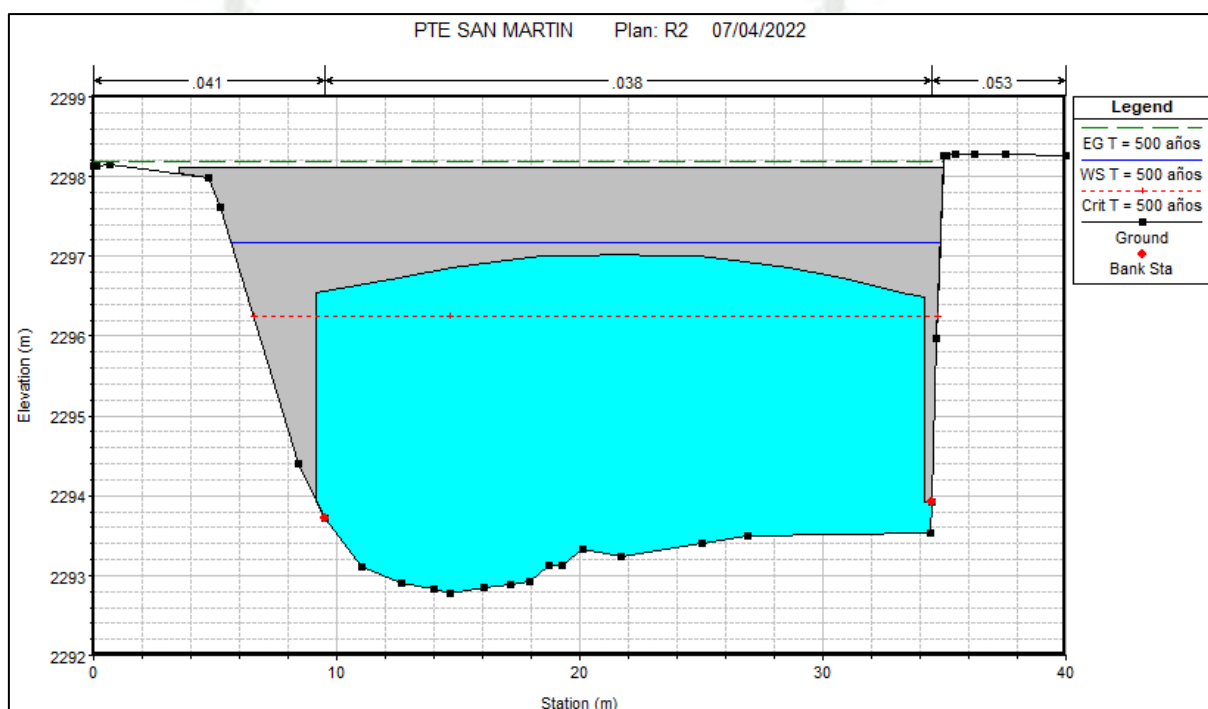


Figura 5.26 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 5 (T=500 años)

Fuente: Elaboración propia

En la figura 5.26 se puede observar que el flujo alcanza a toda la base y unos centímetros adicionales de la zona lateral del tablero del puente San Martín, la erosión y las fuerzas adicionales que generarían en el tablero del puente dejan expuesto al mismo a un posible colapso.

Basándonos en las recomendaciones del manual de puentes, el NAME recomendado debería de ser de 2294.49 m, en el escenario 5 contamos con un NAME de 2297.17, excediendo en 2.68 m. no cumpliendo con las recomendaciones del Manual de puentes del MTC.

5.6.6. Escenario 6

Para un periodo de retorno de 750 años se obtuvo los siguientes resultados:

ESCENARIO 6		
T (años)	Q (m ³ /s)	N.A.M.E. (m)
750	424.13	2297.21

Tabla 5.15 Caudal y N.A.M.E para escenario 6

Fuente: Elaboración propia

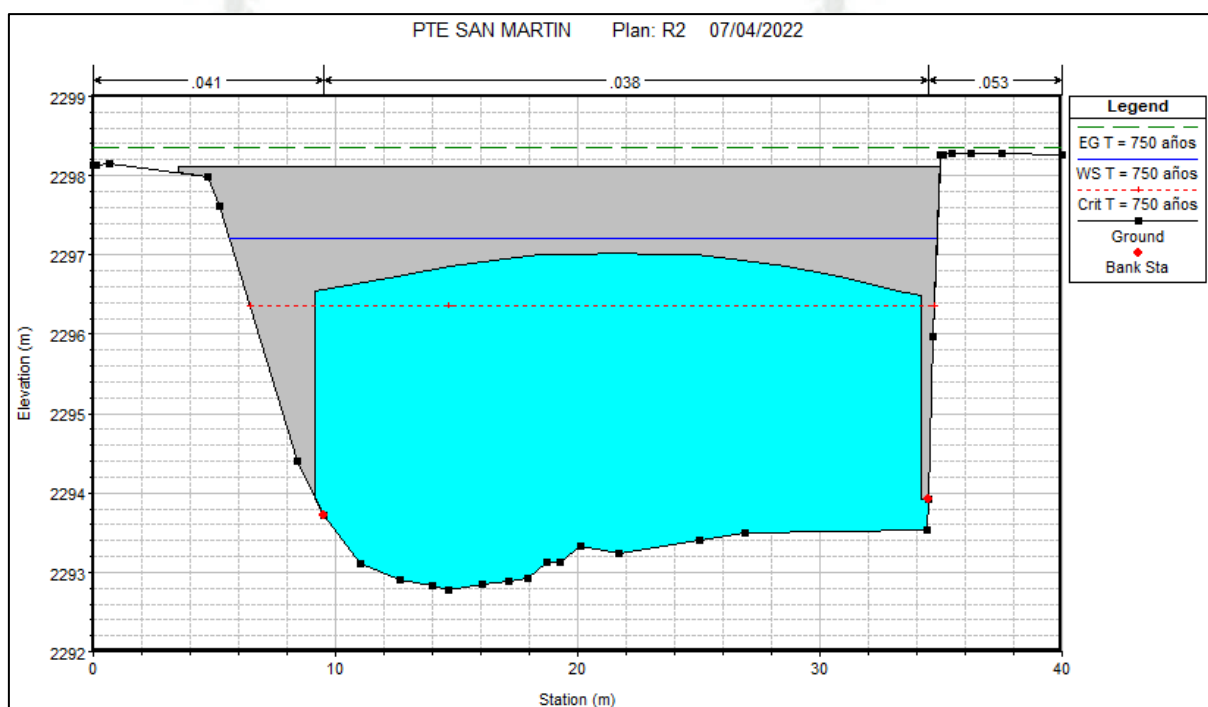


Figura 5.27 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 6 (T=750 años)

Fuente: Elaboración propia

En la figura 5.27 se puede observar que el flujo alcanza a toda la base y unos centímetros adicionales de la zona lateral del tablero del puente San Martín, la erosión y las fuerzas adicionales que generarían en el tablero del puente dejan expuesto al mismo a un posible colapso.

Basándonos en las recomendaciones del manual de puentes, el NAME recomendado debería de ser de 2294.49 m, en el escenario 6 contamos con un NAME de 2297.21, excediendo en 2.72 m. no cumpliendo con las recomendaciones del Manual de puentes del MTC.

5.6.7. Escenario 7

Considerando el rebose del embalse Aguada Blanca se obtuvo los siguientes resultados:

ESCENARIO 7		
T (años)	Q (m ³ /s)	N.A.M.E. (m)
-	500	2297.38

Tabla 5.16 Caudal y N.A.M.E para escenario 7

Fuente: Elaboración propia, Obtenido de HEC-RAS

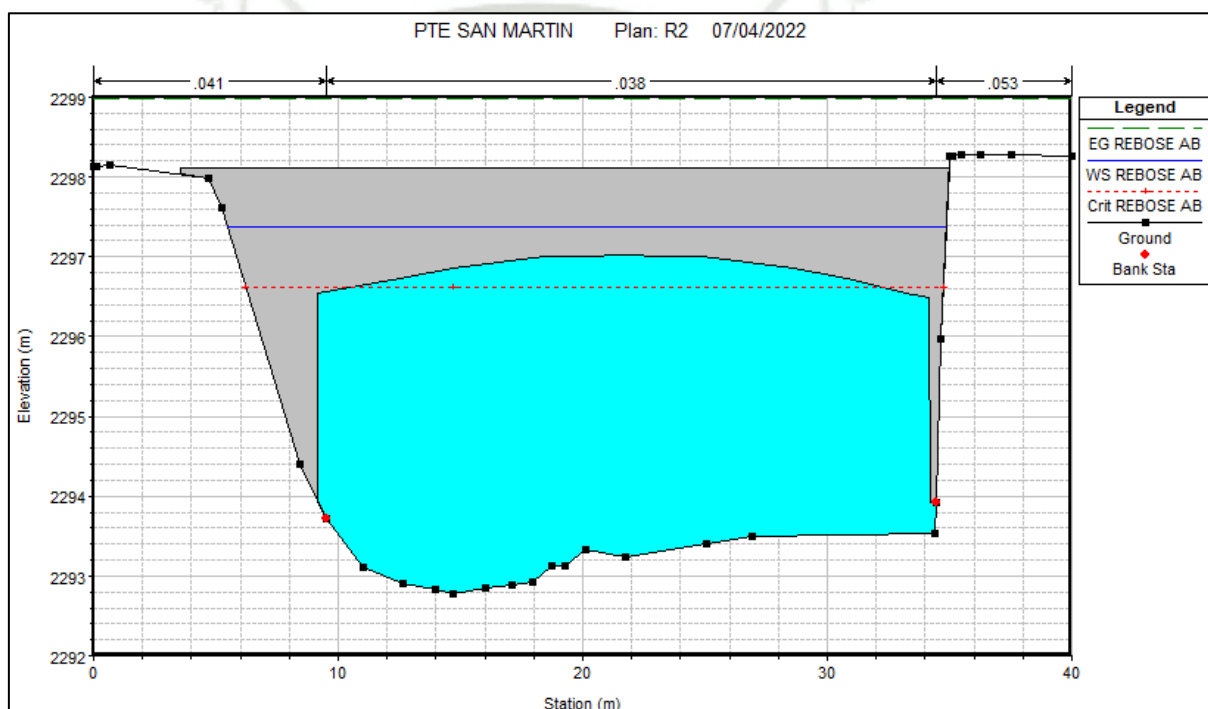


Figura 5.28 Resultado gráfico de modelo hidráulico para escenario 7 (rebose Aguada Blanca)

Fuente: Elaboración propia

En la figura 5.28 se puede observar que el flujo alcanza a toda la base y casi a la mitad de la zona lateral del tablero del puente San Martín, la erosión y las fuerzas adicionales que generarían en el tablero del puente dejan expuesto al mismo a un posible colapso inminente. Así mismo en la sección inmediata aguas arriba del puente (0+160.00) se observa la inundación de la Av. La Marina.

Basándonos en las recomendaciones del manual de puentes, el NAME. recomendado debería de ser de 2294.49 m, en el escenario 7 contamos con un

NAME de 2297.38, excediendo en 2.89 m. no cumpliendo con las recomendaciones del Manual de puentes del MTC.



6. ANÁLISIS SOCACCIÓN EN EL PUENTE SAN MARTÍN

Como se vio en capítulos anteriores la socavación en estribos o pilas es la causa más frecuente de fallas en puentes, esto sucede por avenidas extraordinarias o por errores humanos tales como una profundidad de desplante inadecuada y/o malas prácticas constructivas.

El Manual de hidrología hidráulica y drenaje del Ministerio de Transporte y Comunicaciones nos brindó los lineamientos para realizar un adecuado análisis de socavación, basándonos en estos lineamientos para el análisis requerimos el conocimiento de los siguientes parámetros:

- Datos hidrológicos de la cuenca.
- Topografía del cauce.
- Geometría del puente.
- Datos hidráulicos del flujo.
- Características principales del suelo de la zona.

Los 4 primeros parámetros fueron detallados y calculados en capítulos anteriores del presente trabajo de investigación mediante el análisis hidrológico e hidráulico. Quedando pendiente únicamente el último punto, es por eso que para conocer las características del suelo de la zona se realizó un estudio de suelos el cual será desarrollado en el presente capítulo.

Así mismo es importante acotar que se tiene mucha incertidumbre sobre el uso ecuaciones para determinar la socavación principalmente por 2 motivos, la complejidad que generan las variables involucradas y que existe poca información sobre modelos teóricos para el cálculo de la socavación por lo que se recurre al uso de ecuaciones basadas en investigaciones experimentales y análisis dimensional. Esto puede dar resultados conservadores y contradictorios en su mayoría de casos.

Otra forma de cálculo de socavación es el uso del software HEC-RAS, sin embargo, se deja establecido que la obtención de la sección hidráulica del puente y la estimación de la socavación en sus apoyos, especialmente en nuestro medio no se debe limitar al uso del HEC RAS y debe aplicarse en forma responsable luego de ser calibrado, donde el juicio y criterio ingenieril prevalecen. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008, pág. 103)

6.1. Estudio de suelos

Las características del suelo son esenciales para el cálculo de la socavación es por eso que para la obtención de dichas características se realizó un estudio de suelos en la zona de cimentación del puente, ya que ahí es donde sucede la erosión.

De la misma manera muchas de las fórmulas o métodos a usar utilizan las variables del estudio de suelos para su cálculo.

Según el Manual de puentes Ministerio de Transporte y se deben realizar calicatas en al menos 4 puntos: dos en el eje del puente cercanos a los apoyos (estribos), uno a B metros aguas arriba y $0.5B$ metros aguas abajo.

Siendo B el ancho promedio del río, que como se vio en capítulos anteriores cuando se realizó la topografía se calculó un ancho promedio B de 25.29m.

A continuación, se muestra las calicatas obtenidas en el cauce del río en los dos primeros puntos previamente mencionados. Comunicaciones (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018, pág. 46)



Figura 6.1 Punto N°1 en el estribo del margen derecho del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia.

En el estribo derecho del puente se extrajo la calicata N°1 de la cual se obtuvo una muestra de 8 kg. de suelo aproximadamente. Caso contrario al estribo izquierdo del puente que, no habiendo posibilidad de extracción por falta de suelo, y por la misma dificultad de acceso a ese punto no se pudo realizar la extracción de la calicata. Esto se puede apreciar en la siguiente imagen.



Figura 6.2 Punto N°2 en el estribo del margen izquierdo del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia.

El punto N° 3 sería el de una distancia B aguas arriba, es por eso que se recorrió 25 m. aguas arriba ubicando el lugar donde tendríamos que obtener la siguiente muestra, el material en la zona cercana no era un material representativo, ya que era material de relleno.

Así mismo era difícil y peligroso el acceso a la misma orilla del río debido a la abundante vegetación presente. Todo esto se puede observar en las siguientes imágenes.



Figura 6.3 Punto N° 3 a B m. aguas arriba del Puente San Martín

Fuente: Elaboración propia.



Figura 6.4 Punto N° 3 difícil acceso a las orillas del río

Fuente: Elaboración propia

El punto N° 4 sería a una distancia $0.5B$ aguas abajo no se podía obtener una muestra debido al difícil acceso a la zona y al enrocado presente en el margen derecho del río. Esto se puede observar en la siguiente imagen.



Figura 6.5 Punto N° 4 $0.5B$ aguas abajo del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

Por los motivos expuestos es que solo se obtuvo una muestra en el estribo derecho del puente San Martín, de esa manera se culminó el proceso de obtención de muestras. Los ensayos realizados para determinar las características del suelo son: Contenido de humedad, granulometría y peso específico.

6.1.1. Granulometría

Este ensayo se realiza con la finalidad de obtener el D_{50} y el diámetro medio, ya que para el cálculo de la socavación hay métodos que requieren de estas variables, para la obtención de la curva granulométrica y los datos mencionados previamente se siguió el siguiente proceso.

- a) Se colocó la muestra a secar durante 24 hrs.
- b) Se seleccionó 2.5 kg de muestra mediante el método de cuarteo.
- c) Los tamices fueron ordenados en el siguiente orden: 3", 2", 1 ½", 1", ¾", 3/8", malla N°4, N°10, N°20, N°40, N°80, N°100, N°200 y finalmente el fondo.
- d) Los pesos retenidos en cada tamiz fueron pesados.
- e) Se procesaron los datos para obtener los parámetros necesarios tales como la curva granulométrica y el diámetro medio, este último se obtiene a través de la siguiente fórmula.

$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{100}$$

Donde:

- D_m: diámetro medio de la muestra.
- D_i: tamaño de la abertura del tamiz o partícula que fue retenida.
- Δp_i: peso del material que retuvo dicho tamiz.

f) Obtención de resultados:

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL SUELO DEL PUENTE SAN MARTÍN					
Peso muestra (gr)		2500	Variación peso - muestra		0.088%
Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso retenido (g)	% Retenido parcial	Abertura * % retenido	% Que pasa
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	192.60	7.71	293.78	92.29
1"	25.400	201.84	8.08	205.25	84.21
3/4"	19.050	126.54	5.07	96.51	79.14
3/8"	9.525	396.82	15.89	151.32	63.26
N° 4	4.760	497.50	19.92	94.81	43.34
N° 10	2.000	171.40	6.86	13.72	36.48
N° 20	0.840	209.30	8.38	7.04	28.10
N° 40	0.420	264.30	10.58	4.44	17.52
N° 80	0.177	247.20	9.90	1.75	7.62
N° 100	0.149	48.40	1.94	0.29	5.68
N° 200	0.074	61.20	2.45	0.18	3.23
FONDO		80.70	3.23	0.00	0.00
Peso total (gr)		2497.80	Dm (mm)	8.691	

Tabla 6.1 Cálculo de curva granulométrica y diámetro medio para muestra de suelo del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia.

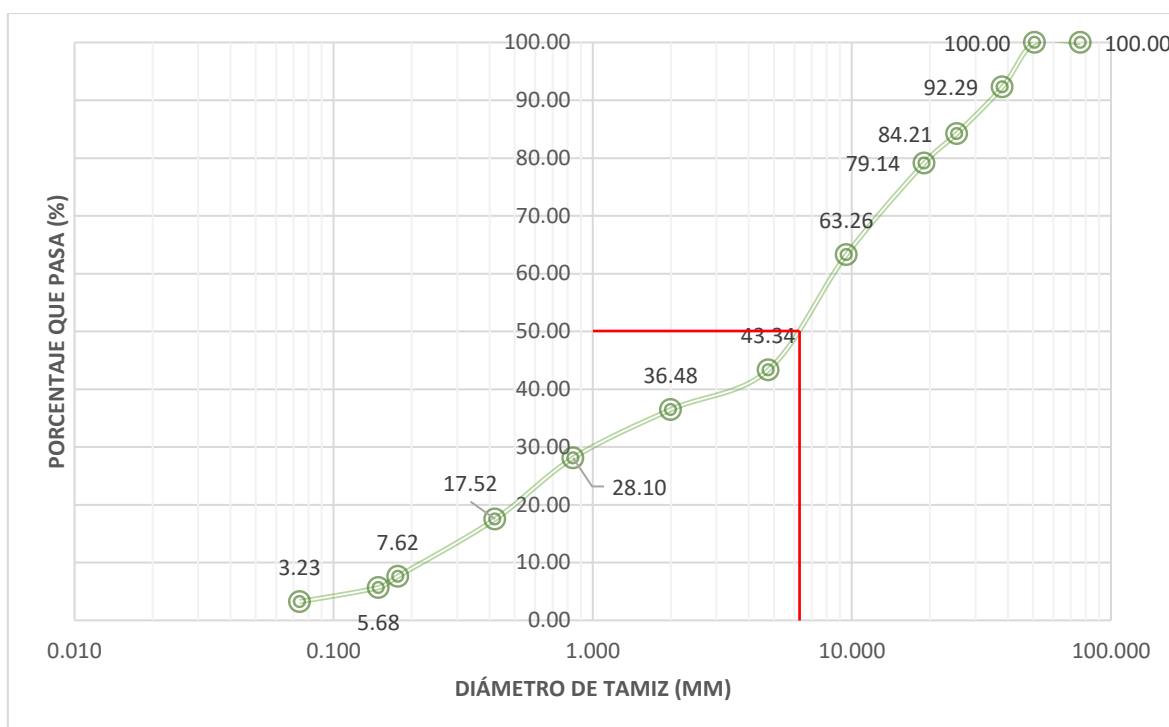


Tabla 6.2 Curva granulométrica de muestra de suelo del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

g) Finalmente, una vez obtenido el gráfico mediante inspección visual podemos hallar los deciles de la curva granulométrica, obteniendo así la siguiente tabla:

Diámetro representativo	Diámetro de suelo (mm)
d10	0.23
d20	0.52
d30	0.98
d40	3.54
d50	6.21
d60	8.77
d70	13.84
d80	20.15
d90	34.12
d100	50.8

Tabla 6.3 Deciles representativos del suelo del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

6.1.2. Contenido de humedad

Primero se tomó 3 muestras de suelo de 1 kg cada una, esto con la finalidad de promediar los 3 resultados que se hallaran. El procedimiento fue el siguiente:

- a) Se peso las muestras de suelo con el recipiente que las contenía.
- b) Se colocaron al horno a secar por 24 hrs.
- c) Se pesaron las muestras secas con el recipiente.
- d) Para finalizar se realiza el cálculo de la humedad del suelo a través de la siguiente fórmula.

$$w = \frac{W_w}{W_s} * 100\%$$

Donde:

- w: contenido de humedad.
 - Ww: peso del agua
 - Ws: peso seco de los sólidos
- e) Obtención de resultados:

CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO DEL PUENTE SAN MARTIN				
Item	Variables	M-1	M-2	M-3
A	Peso de suelo + recipiente (gr)	1108.03	1108.04	1108.03
B	Peso de suelo seco + recipiente (gr)	986.92	980.50	984.21
C	Peso de agua (gr) A-B	121.11	127.54	123.82
D	Contenido de humedad (%) C/B	12.27	13.01	12.58
PROMEDIO			12.62	

Tabla 6.4 Cálculo de contenido de humedad del suelo del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia,

6.1.3. Peso específico

El peso específico de la muestra es un parámetro importante, que al igual que los parámetros calculados anteriormente será utilizado en el cálculo de la socavación del puente San Martín. El procedimiento fue el siguiente:

- a) Se secaron 3 muestras de 500 gr para obtener un promedio de los 3 resultados, una vez secas estas muestras se pesaron.

- b) Se llenó una probeta con 1 litro de agua considerando el peso específico del agua de 1 gr/cm³.
- c) Se pesó la probeta con agua.
- d) Se extrajo una cantidad de agua y se introdujo la muestra para que alcance el nivel de 1 litro.
- e) Se agitó la probeta para eliminar burbujas de aire y se pesó la probeta con la muestra de suelo.
- f) Se procesó los datos y se calculó el peso específico mediante la siguiente fórmula:

$$\gamma_s = \frac{M_o}{M_o + (M_a - M_b)}$$

Donde:

- γ_s : peso específico del suelo.
- M_o : peso del suelo seco.
- M_a : peso de envase con agua.
- M_b : peso de envase con agua y muestra.

g) Obtención de resultados:

PESO ESPECÍFICO DEL SUELO DEL PUENTE SAN MARTIN				
Item	Variables	M-1	M-2	M-3
A	Peso de suelo seco (gr)	494.81	496.51	492.45
B	Peso envase + H ₂ O (gr)	1256.21	1256.38	1256.42
C	Peso envase +H ₂ O + muestra (gr)	1565.20	1572.25	1569.56
D	Peso específico (gr/cm ³) A/A+(B-C)	2.66	2.75	2.75
PROMEDIO			2.72	

Tabla 6.5 Cálculo peso específico de muestra de suelo del Puente San Martín

Fuente: Elaboración propia.

6.2. Velocidad erosiva

Como se vio en el marco teórico de la presente investigación, hay dos tipos de socavación según el flujo presente en el cauce, estas son socavación en agua clara y socavación en lecho vivo, la velocidad erosiva es importante porque nos permite determinar qué tipo de socavación es la que ocurre, esto se determina haciendo una comparación con la velocidad media del flujo, visto todo esto es de mucha importancia determinar la velocidad erosiva.

6.2.1. Clasificación

6.2.1.1. Socavación en agua clara

Este tipo de socavación sucede cuando la relación entre la velocidad media del flujo y la velocidad erosiva es menor a 1.

En este caso se puede presentar la socavación máxima ya que el flujo no trae sedimentos de secciones aguas arriba del puente y esto generaría que no haya deposición en lo erosionado por el agua al entrar en contacto con los apoyos de este.

$$\frac{V}{V_e} < 1$$

También se puede expresar de la siguiente manera:

$$V < V_e$$

6.2.1.2. Socavación en lecho vivo

Caso contrario con la socavación en agua clara, este tipo de socavación da cuando la relación entre la velocidad media y la velocidad erosiva es mayor a 1.

Este tipo de socavación trae sedimentos y se genera la deposición de los mismos en lo erosionado por el agua.

$$\frac{V}{V_e} > 1$$

También se puede expresar de la siguiente manera:

$$V > V_e$$

6.2.2. Métodos de cálculo

Para el cálculo de la velocidad erosiva se utilizó los siguientes 3 métodos:

a) Rodríguez Díaz

$$V_e = \frac{1}{n} R^{1/6} (0.06(\gamma_s - 1)dm)^{1/2}$$

Donde:

- V_e : velocidad erosiva del flujo
- n : coeficiente de rugosidad de Manning.
- R : radio hidráulico
- γ_s : peso específico del suelo
- dm : diámetro medio de las partículas del suelo

b) Melville and Coleman

$$V_e = 5.67y^{1/6}d50^{1/3}$$

Donde:

- V_e : velocidad erosiva del flujo.
- y : tirante medio del flujo.
- $d50$: decil 50 de la curva granulométrica.

c) HEC-18

$$V_e = K_u y^{1/6} d50^{1/3}$$

Donde:

- V_e : velocidad erosiva del flujo.
- y : tirante medio del flujo.
- K_u : Coeficiente basado en el parámetro de Shields ($K_u=6.19$ en S.I.)
- $d50$: decil 50 de la curva granulométrica.

6.2.3. Cálculo del tipo de socavación

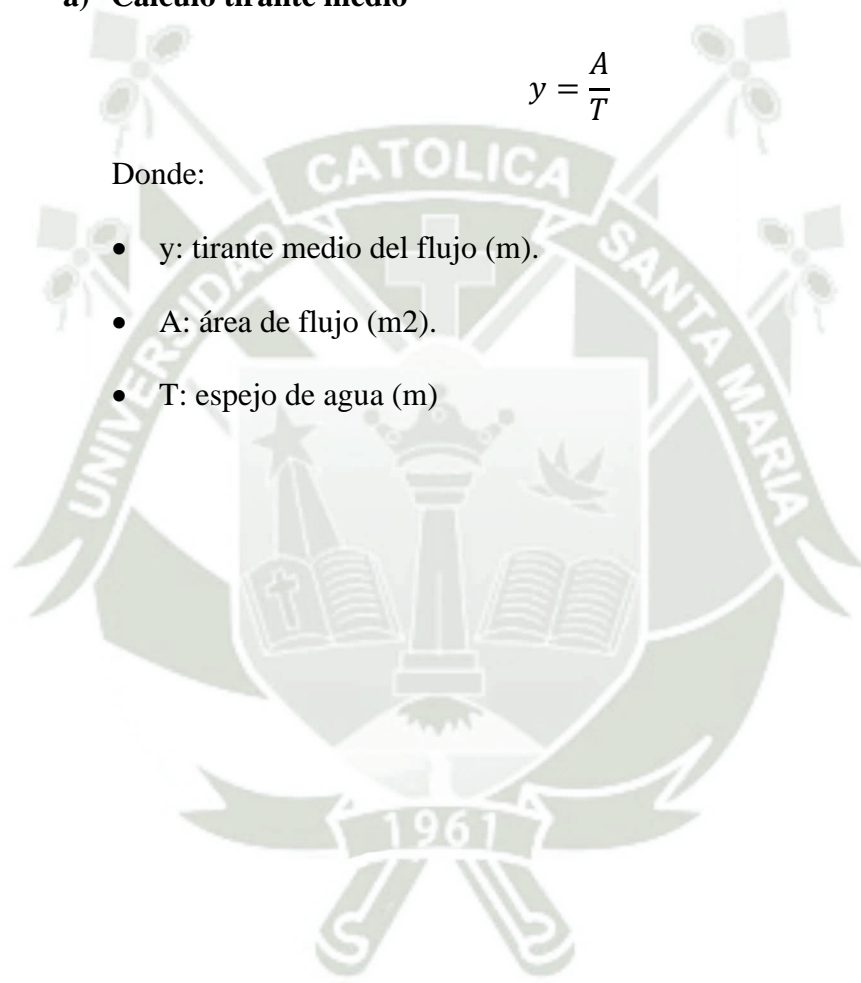
Una vez planteados los métodos para el cálculo de la velocidad erosiva, podemos notar las variables necesarias para el cálculo de la velocidad erosiva, algunas son las propiedades del suelo halladas previamente en este capítulo y otras vienen del análisis hidráulico, como el tirante medio y el radio hidráulico. El cálculo del valor de dichas variables se muestra en las siguientes tablas.

a) Cálculo tirante medio

$$y = \frac{A}{T}$$

Donde:

- y: tirante medio del flujo (m).
- A: área de flujo (m²).
- T: espejo de agua (m)



Escenario	Periodo de retorno (años)	Area de flujo (m ²)	Espejo de agua (m)	Tirante promedio (m)
1	100	97.95	28.87	3.39
2	200	110.10	29.34	3.75
3	300	115.52	29.55	3.91
4	400	119.07	29.69	4.01
5	500	122.38	29.86	4.10
6	750	127.28	30.11	4.23
7	-	154.93	35.36	4.38

Tabla 6.6 Cálculo del tirante promedio para cada escenario planteado

Fuente: Elaboración propia

b) Cálculo de radio hidráulico.

$$Rh = \frac{A}{P}$$

Donde:

- Rh: Radio hidráulico (m).
- A: área de flujo (m²).
- P: perímetro mojado (m)

Escenario	Periodo de retorno (años)	Area de flujo (m ²)	Perimetro mojado	Rh (A/P)
1	100	97.95	32.9665	2.971
2	200	110.10	33.9814	3.240
3	300	115.52	34.4164	3.357
4	400	119.07	34.7096	3.430
5	500	122.38	35.0109	3.495
6	750	127.28	35.4765	3.588
7	-	154.93	35.9723	4.307

Tabla 6.7 Cálculo de radio hidráulico para cada escenario planteado

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, ya con todas las variables calculadas para hallar la velocidad erosiva, realizamos el cálculo correspondiente y la comparación con la velocidad

media para determinar el tipo de socavación. Esto se puede observar en las siguientes tablas.

Cálculo y comparación de velocidad erosiva						
Datos modelo hidráulico					Rodríguez Díaz	
Escenario	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Tirante promedio (m)	Velocidad de flujo	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación
1	100	310.06	3.39	3.29	0.816	Lecho vivo
2	200	349.30	3.75	3.31	0.828	Lecho vivo
3	300	372.26	3.91	3.37	0.833	Lecho vivo
4	400	388.54	4.01	3.42	0.836	Lecho vivo
5	500	401.18	4.10	3.44	0.838	Lecho vivo
6	750	424.13	4.23	3.50	0.842	Lecho vivo
7	-	500.00	4.38	3.52	0.868	Lecho vivo
		n	0.04	Peso específico (tn/m³)		2.72
		Diámetro medio (m)				0.0087

Tabla 6.8 Cálculo de la velocidad erosiva por el método Rodríguez Díaz

Fuente: Elaboración propia

Cálculo y comparación de velocidad erosiva						
Datos modelo hidráulico					Melville - Coleman	
Escenario	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Tirante promedio (m)	Velocidad de flujo	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación
1	100	310.06	3.39	3.29	1.278	Lecho vivo
2	200	349.30	3.75	3.31	1.299	Lecho vivo
3	300	372.26	3.91	3.37	1.308	Lecho vivo
4	400	388.54	4.01	3.42	1.314	Lecho vivo
5	500	401.18	4.10	3.44	1.318	Lecho vivo
6	750	424.13	4.23	3.50	1.325	Lecho vivo
7	-	500.00	4.38	3.52	1.333	Lecho vivo
		D50 del suelo (m)				0.00621

Tabla 6.9 Cálculo de la velocidad erosiva por método de Melville and Coleman

Fuente: Elaboración propia

Cálculo y comparación de velocidad erosiva						
Datos modelo hidráulico					HEC-18	
Escenario	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Tirante promedio (m)	Velocidad de flujo	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación
1	100	310.06	3.39	3.29	1.395	Lecho vivo
2	200	349.30	3.75	3.31	1.418	Lecho vivo
3	300	372.26	3.91	3.37	1.428	Lecho vivo
4	400	388.54	4.01	3.42	1.434	Lecho vivo
5	500	401.18	4.10	3.44	1.439	Lecho vivo
6	750	424.13	4.23	3.50	1.447	Lecho vivo
7	-	500.00	4.38	3.52	1.455	Lecho vivo
D50 del suelo (m)					0.00621	

Tabla 6.10 Cálculo de la velocidad erosiva por el método HEC-18

Fuente: Elaboración propia

Los 3 métodos realizados nos dan como resultado que tenemos una socavación de lecho vivo.

Adicionalmente se desarrolló el análisis para los deciles restantes (d30, d40, etc.) para los métodos de Melville and Coleman y HEC-18, ya que estos dependen directamente de esta variable. Estas tablas se adjuntan en los anexos del presente trabajo de investigación.

6.3. Socavación general

6.3.1. Método Lischtván-Levedeiev

Según el Manual de hidrología, hidráulica y drenaje (Ministerio de Transporte y Comunicaciones este método para el cálculo de la socavación general es el más usado en nuestro país.

Este método se fundamenta en el equilibrio que debe haber entre la velocidad media y la velocidad erosiva. Teniendo en cuenta que la velocidad erosiva no es la que pone en movimiento a las partículas sino es la que mantiene en movimiento el material del fondo, esto para suelos no cohesivos como es el caso del suelo del puente San Martín. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008, pág. 105)

$$H_s = \left(\frac{\alpha * H_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 * \beta * dm^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

Donde:

- Hs: profundidad del agua medida desde la superficie del agua hasta el fondo erosionado (m).
- dm: diámetro medio de las partículas del suelo (m).
- β : coeficiente que depende del periodo de retorno (T) (m)

$$\beta = 0.0973 \log T + 0.79$$

- z: exponente variable, en función del diámetro medio de las partículas del suelo.

$$z = -0.0089 \log^2 dm - 0.041 \log dm + 0.395$$

- Ho: profundidad inicial del flujo (m)
- S: pendiente de la línea de energía.
- n: coeficiente de rugosidad.
- α : coeficiente en función de la rugosidad y la pendiente de la línea de energía.

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n} \cong \frac{Q_d}{B_e h_m^{5/3}}$$

- Qd: Caudal para determinado periodo de retorno. (m³/s)
- Be: espejo de agua (m)
- hm: tirante medio del flujo (m).

Conociendo todas las variables involucradas en el análisis de la socavación general se realizó el cálculo de la variable Hs para todos los escenarios planteados. Los resultados se pueden observar en la siguiente tabla.

Cálculo de socavación general, Método de Lischtvan-Levediev									
Escenario	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Tirante medio Ho (m)	Be (m)	α	β	$1/(1+z)$	Hs (m)	Socavación (m)
1	100	310.06	3.39	28.87	1.402	0.985	0.741	4.997	1.604
2	200	349.30	3.75	29.34	1.314	1.014	0.741	5.277	1.525
3	300	372.26	3.91	29.55	1.299	1.031	0.741	5.435	1.526
4	400	388.54	4.01	29.69	1.293	1.043	0.741	5.543	1.532
5	500	401.18	4.10	29.86	1.280	1.053	0.741	5.614	1.516
6	750	424.13	4.23	30.11	1.275	1.070	0.741	5.745	1.518
7	-	500.00	4.38	30.46	1.399	1.086	0.741	6.364	1.982
dm (mm)		8.691	z		0.349				

Tabla 6.11 Cálculo de la socavación general por el método de Lischtvan-Levediev

Fuente: Elaboración propia

Tal como se vio en capítulo de análisis hidrológico, al seleccionar los periodos de retorno se tomó en cuenta la recomendación del manual de hidrología, hidráulica y drenaje Ministerio de Transporte y Comunicaciones en la que indica que se debe tomar un periodo de retorno de 500 años para el cálculo de la socavación, es por ese motivo es que se realizó el cálculo de socavación general para el escenario 5.

Las progresivas y cotas mostradas en la tabla a continuación fueron extraídas de las secciones modeladas en el software HEC-RAS. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008, pág. 25)

Cálculo de socavación general T= 500 años						
Progresiva (m)	Cota terreno (m)	Cota Sup. Libre (m)	Tirante (m)	Hs (m)	Socavación (m)	Cota socavación (m)
9.16	2293.93	2296.55	2.620	3.230	0.610	2293.320
9.51	2293.72	2296.57	2.854	3.590	0.736	2292.980
11.03	2293.11	2296.68	3.569	4.732	1.163	2291.948
12.66	2292.90	2296.75	3.854	5.203	1.349	2291.547
13.97	2292.83	2296.82	3.993	5.436	1.443	2291.384
14.68	2292.77	2296.85	4.083	5.588	1.505	2291.262
16.05	2292.84	2296.92	4.072	5.570	1.498	2291.345
17.14	2292.89	2296.96	4.070	5.566	1.496	2291.394
17.97	2292.93	2296.98	4.055	5.541	1.486	2291.439
18.73	2293.13	2297.00	3.869	5.228	1.359	2291.772
19.26	2293.12	2297.00	3.876	5.240	1.364	2291.760
20.15	2293.32	2297.10	3.779	5.079	1.300	2292.021
21.72	2293.23	2297.25	4.018	5.478	1.460	2291.772
25.04	2293.40	2297.00	3.599	4.781	1.182	2292.219
26.92	2293.49	2296.94	3.444	4.528	1.084	2292.407
28.60	2293.50	2296.86	3.360	4.392	1.032	2292.468
30.80	2293.52	2296.73	3.210	4.151	0.941	2292.579
33.22	2293.55	2296.55	3.000	3.818	0.818	2292.732
34.17	2293.60	2296.49	2.890	3.646	0.756	2292.844
α	1.28					
β	1.05					
1/(1+z)	0.74					

Tabla 6.12 Socavación general en sección transversal del puente San Martín para T = 500 años

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la tabla 6.12 la socavación máxima obtenida para un periodo de retorno de 500 años es de 1.505 m. en la progresiva 14.68m y caso contrario la socavación mínima es de 0.61 m en la progresiva 9.16 m al margen derecho del puente.

En la siguiente imagen podemos observar la representación gráfica de la socavación general de la sección transversal del puente San Martín, la línea verde representa el terreno natural, mientras que la serie de color azul.

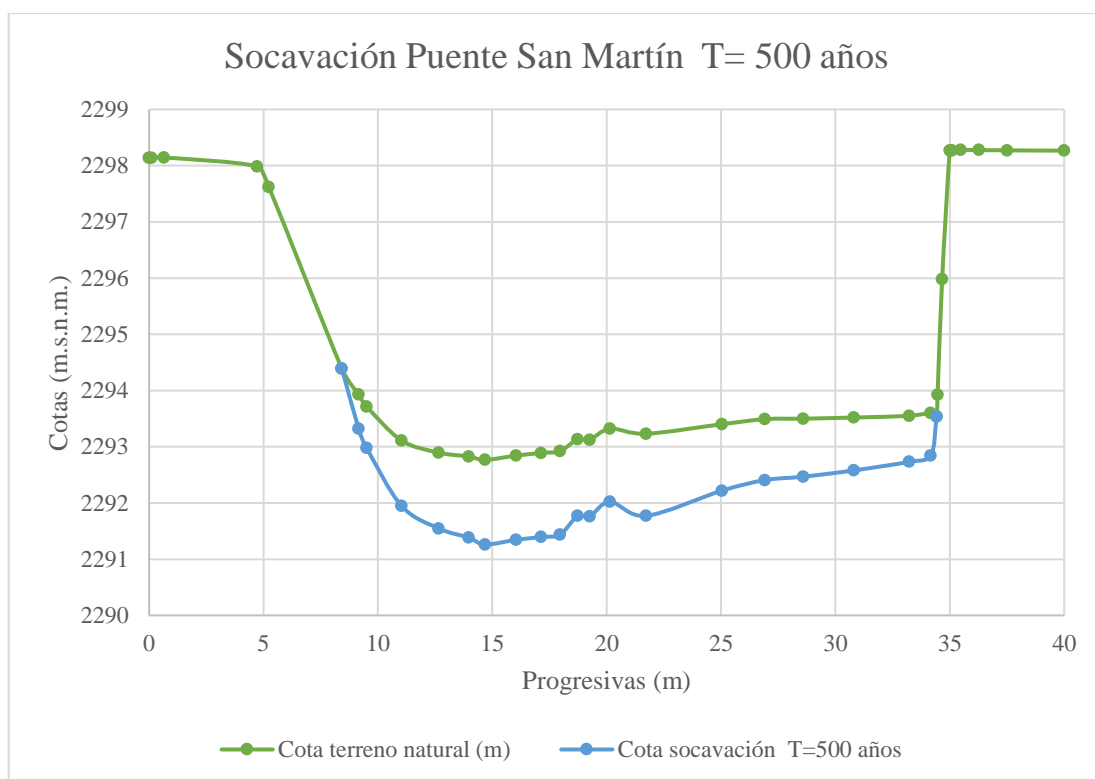


Figura 6.6 Socavación general en sección de puente San Martín para T=500 años

Fuente: Elaboración propia

6.4. Socavación transversal

La socavación transversal se calcula por la contracción que genera el puente en la transición de la sección aguas arriba hacia la sección del puente, se utilizará el siguiente método para el cálculo de esta.

6.4.1. Método de Straubb

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1$$

Donde:

- Hs: profundidad del agua medida desde la superficie del agua hasta el fondo erosionado (m).
- B1: ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m).
- B2: Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m).
- hi: tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m)

Tenemos:

$$B_1 = 34.38 - 5.91$$

$$B_1 = 28.47 \text{ m}$$

$$B_2 = 34.19 - 9.16$$

$$B_2 = 25.03 \text{ m}$$

$$h_1 = \left(\frac{A}{E}\right) = \left(\frac{122.38}{29.86}\right)$$

$$h_1 = 4.10 \text{ m}$$

$$H_s = \left(\frac{28.47}{25.03}\right)^{0.642} * 4.10$$

$$H_s = 4.452 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad de socavación} = 4.452 - 4.10.$$

$$\text{Profundidad de socavación} = 0.352 \text{ m}$$

Finalmente, como se puede observar la socavación transversal o por contracción es de 0.352 m.

6.5. Socavación local en estribos

La socavación local se centra en el análisis de la socavación en los apoyos de un puente, en los estribos y pilares. Como se mencionó antes el puente San Martín no cuenta con pilares es por ese motivo que solo se realizará el análisis de socavación en estribos basándonos en los métodos recomendados y desarrollados por el manual de hidrología, hidráulica y drenaje (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008), y el libro de Hidráulica fluvial, fundamentos y aplicaciones – Socavación (Rodríguez Diaz, 2010).

6.5.1. Método de Field

Este método se basa en una carta de diseño para socavación de equilibrio, el cálculo de la socavación se hace a partir de las curvas, a las cuales se entra con los siguientes parámetros adimensionales.

$$\frac{D_s M}{Y_0}, \frac{bM}{Y_0}, Fr \sqrt{M}$$

Donde:

- D_s : profundidad de socavación de equilibrio, medida bajo la superficie del flujo normal ($D_s = d_s + Y_0$) [m].
- d_s : profundidad de socavación local, medida desde el nivel de lecho (m).
- Y_0 : profundidad media de la lámina de agua (m).
- M : proporción de abertura. $M = (B'/B)$
- B' : ancho de la abertura del puente a una profundidad de $Y_0/2$ debajo de la superficie del flujo normal (m).
- B : ancho promedio de la parte superior del canal de aproximación o de aguas arriba (m).
- b : proyección normal al flujo del estribo o pila, medida a nivel de lecho (m).
- Fr : número de Froude del flujo = $V_0/(gY_0)^{0.5}$
- V_0 : velocidad media normal del flujo (m/s). (Rodríguez Díaz, 2010, pág. 281)

Entonces tenemos:

$$\frac{bM}{Y_0} = \frac{(2297.17 - 2293.93) * \left(\frac{34.22 - 9.16}{34.24 - 6.61}\right)}{4.10}$$

$$\frac{bM}{Y_0} = \frac{(3.24) * (0.907)}{4.10}$$

$$\frac{bM}{Y_0} = 0.717$$

Obteniendo el segundo parámetro adimensional de la ecuación del método de Field, sus variables se muestran en la siguiente tabla:

Parámetros adimensionales	
b	3.24
B'	25.06
B	27.63
M	0.907
Yo	4.10
b*M/Yo	0.717

Tabla 6.13 Variables y cálculo del segundo parámetro adimensional del método de Field

Fuente: Elaboración propia.

Para el tercer parámetro necesitamos el número de Froude, este valor lo obtenemos del modelo hidráulico con el software HEC-RAS, dando como resultado:

$$Fr = 0.52$$

$$Fr\sqrt{M} = 0.52\sqrt{0.907}$$

$$Fr\sqrt{M} = 0.52 * 0.952$$

$$Fr\sqrt{M} = 0.495 \approx 0.50$$

El tercer parámetro adimensional da como resultado 0.495 que es equivalente a 0.50, usando los dos parámetros adimensionales calculados usaremos la carta de diseño para hallar el valor de la socavación local por el método de Field.

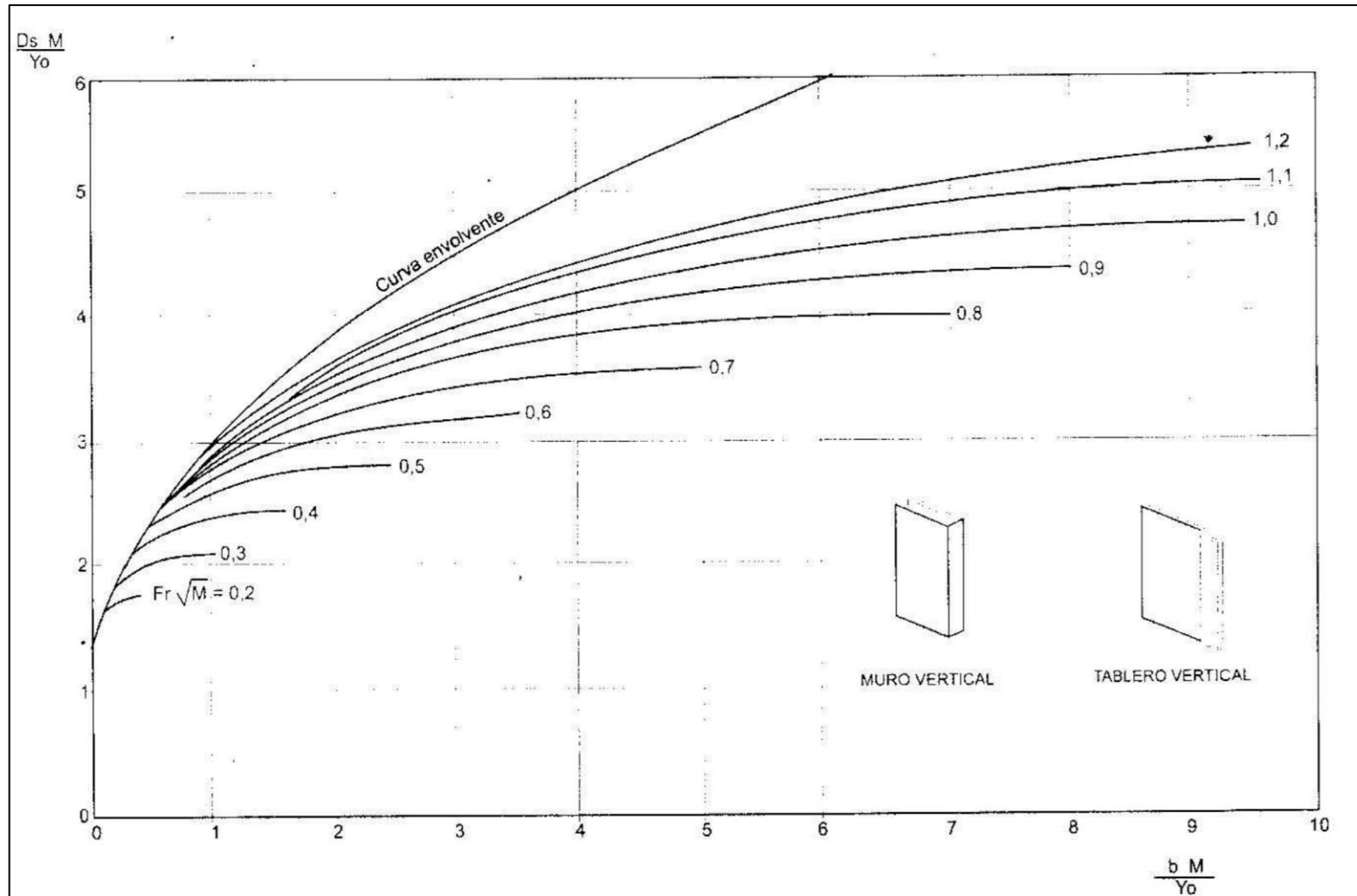


Figura 6.7 Socavación en estribos de puentes. Método de Field. Carta de diseño.

Fuente: Rodriguez, (2010)

Mediante inspección visual obtenemos el valor del primer parámetro adimensional y hallamos la profundidad de la socavación local reemplazando las demás variables ya conocidas, teniendo entonces:

$$\frac{D_s M}{Y_0} = 2.393$$

$$D_s = \frac{2.393 * 4.10}{0.907}$$

$$D_s = 10.817 \text{ m}$$

$$d_s = D_s - Y_0$$

$$d_s = 10.817 - 4.10$$

$$d_s = 6.717 \text{ m}$$

Obteniendo como resultado de la profundidad de la socavación local medida desde el suelo un valor de 6.72 m.

6.5.2. Método de Liu y Alia

“La ecuación utilizada en este método es el resultado del análisis dimensional y estudios de laboratorio, en condiciones de transporte continuo de sedimentos” (Rodríguez Diaz, 2010, pág. 285).

$$\frac{D_s}{Y_0} = 2.15 \left(\frac{b}{Y_0} \right)^{0.4} * Fr^{0.33}$$

Donde:

- D_s : profundidad de socavación de equilibrio, medida bajo la superficie del flujo normal ($D_s = d_s + Y_0$) [m].
- Y_0 : profundidad media de la lámina de agua medida aguas arriba (m).
- b : ancho del muro o aleta vertical de los estribos de tablero o cuerpo vertical (m).
- Fr : número de Froude del flujo = $V_0 / (g Y_0)^{0.5}$
- V_0 : velocidad de flujo aguas arriba (m/s)

Tenemos entonces:

$$\frac{D_s}{Y_0} = 2.15 \left(\frac{10}{4.10} \right)^{0.4} * 0.52^{0.33}$$

$$\frac{D_s}{Y_0} = 2.475$$

$$D_s = 4.10 * 2.475$$

$$D_s = 10.148 \text{ m}$$

$$d_s = 10.148 - 4.10$$

$$d_s = 6.048 \text{ m}$$

Obteniendo como resultado de la profundidad de la socavación local medida desde el suelo un valor de 6.05 m.

6.5.3. Método de Artamonov

El cálculo de este tipo de socavación es el que más variables influyen en su cálculo, entre los que destacan los siguientes:

- La relación entre el caudal que teóricamente es interceptado por el estribo y el caudal total que transporta el cauce.
- El talud que tiene los lados del estribo.
- El ángulo formado por la dirección de la corriente y el eje longitudinal del puente.

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

Donde:

- D_s : socavación total al pie del estribo o espigón, medida desde la superficie libre del agua [m].
- P_q : coeficiente que depende de la relación Q_d/Q , siendo Q_d el caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera, y Q , el caudal total que escurre por el río. (Rodríguez Díaz, 2010, pág. 286)

$$P_q = 1.4675 + 6.55238 * \left(\frac{Q_d}{Q}\right) - 4.0238 \left(\frac{Q_d}{Q}\right)^2$$

- P_α : coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la dirección de la corriente.
- PR: coeficiente que depende del talud que tiene los lados de la obra
- H0: profundidad de la lámina pde agua en el sitio junto al estribo antes de la erosión (m). (Rodriguez Diaz, 2010, pág. 286)

En este método se analiza cada estribo independiente del otro, es por eso que se tratara el estribo izquierdo y derecho por separado. Entonces tenemos:

a) Estribo derecho

Calcularemos primero el parámetro P_α , para el cual es necesario tener el ángulo que forma el eje del puente con la dirección de la corriente.

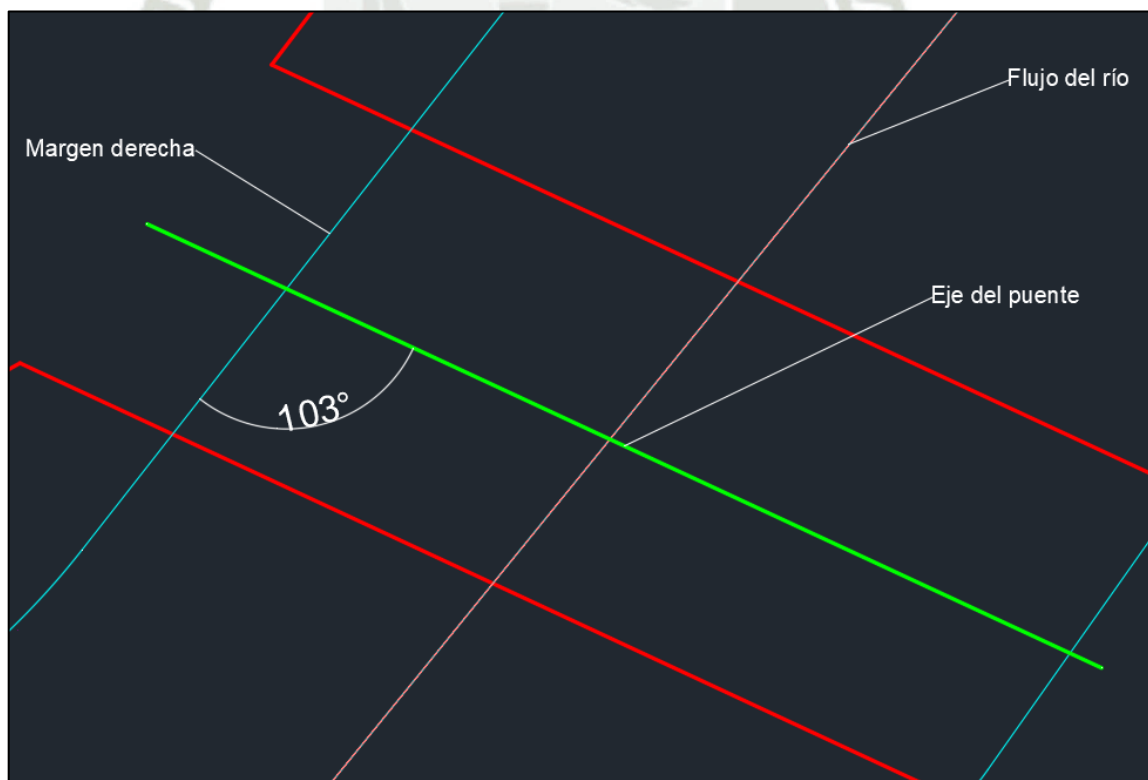


Figura 6.8 Ángulo formado por eje del puente y el sentido del flujo en el margen derecho.

Fuente: Elaboración propia

$$\alpha d = 103$$

Calculamos el valor de P_α con la siguiente tabla:

Coeficiente P_α , en función del ángulo α que forma el eje de la obra con la dirección de la corriente					
α	20°	60°	90°	120°	150°
P_α	0,84	0,94	1,00	1,07	1,188

Figura 6.9 Cálculo de P_α en función del ángulo formado por el eje del puente y la dirección de flujo

Fuente: Rodríguez, (2010)

$$P_\alpha = 1.03$$

Luego calcularemos el parámetro PR al igual que el anterior parámetro lo hallamos mediante tabla.

$$R = \frac{9.16 - 4.75}{2297.99 - 2293.93}$$

$$R = 1.09$$

Coeficiente P_R , en función del talud R de los lados de la obra						
Talud R	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
P_R	1,0	0,91	0,85	0,83	0,61	0,50

Figura 6.10 Cálculo de PR en función del talud R de los lados de la obra

Fuente: Rodríguez, (2010)

$$P_R = 0.846$$

Para el cálculo de P_q es necesario el cálculo del caudal que la presencia del estribo no permite pasar, para ello necesitamos las siguientes variables:

- Área mojada = 122.38 m².
- Q = 401.18 m/s.
- Área de la sección transversal mojada = 3.7597 m².

El caudal es calculado mediante proporciones teniendo así el siguiente resultado para Q_d :

$$Q_d = \left(\frac{3.76}{122.38} \right) * 401.18$$

$$Q_d = 12.325 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$P_q = 1.4675 + 6.55238 * \left(\frac{Q_d}{Q} \right) - 4.0238 \left(\frac{Q_d}{Q} \right)^2$$

$$P_q = 1.4675 + 6.55238 * \left(\frac{12.33}{401.18} \right) - 4.0238 \left(\frac{12.33}{401.18} \right)^2$$

$$P_q = 1.665$$

Finalmente reemplazamos todas las variables en la ecuación inicial para el cálculo de la socavación local en el estribo derecho D_s .

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

$$D_s = 1.03 * 1.665 * 0.846 * 3.24$$

$$D_s = 4.702 \text{ m}$$

$$d_s = D_s - H_0$$

$$d_s = 4.702 - 3.24$$

$$d_s = 1.46 \text{ m}$$

Obteniendo como resultado de la profundidad de la socavación local en el estribo derecho, medida desde el suelo un valor de 1.46 m.

b) Estribo izquierdo

Calcularemos primero el parámetro P_α , para el cual es necesario tener el ángulo que forma el eje del puente con la dirección de la corriente.

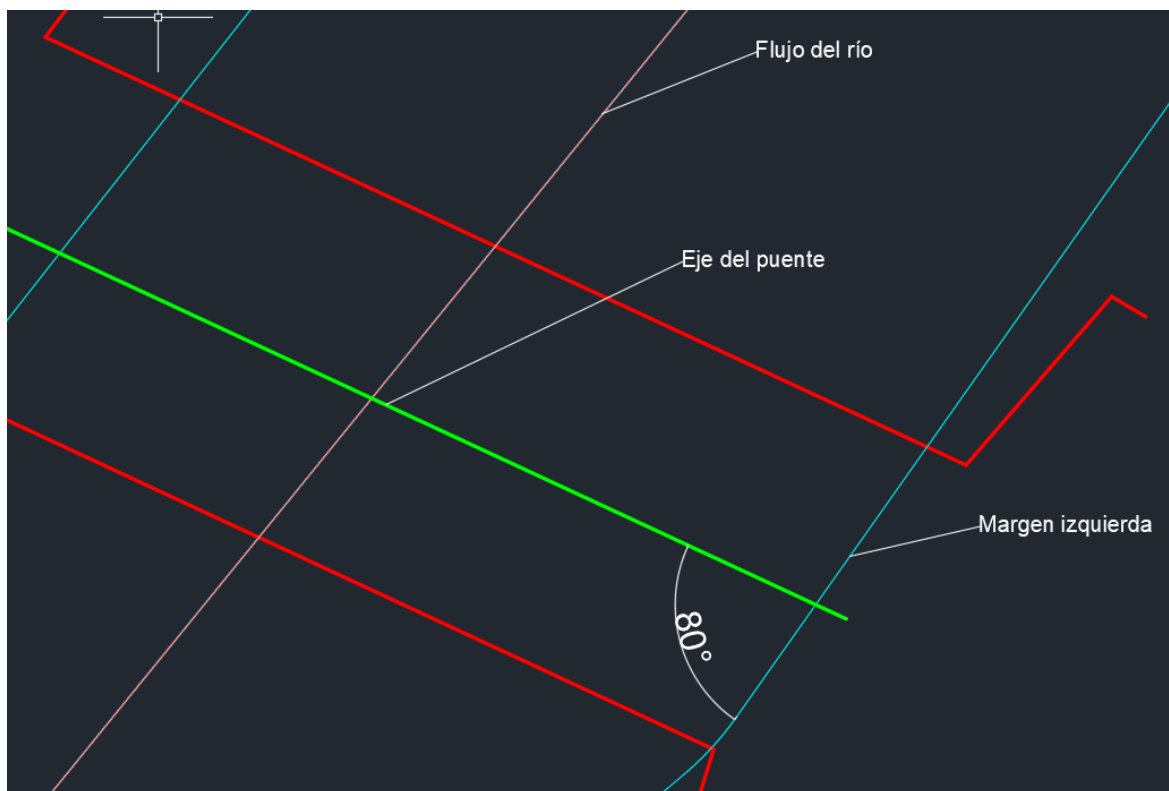


Figura 6.11 Ángulo formado por eje del puente y el sentido del flujo en el margen izquierdo

Fuente: Elaboración propia

$$\alpha d = 80^\circ$$

Calculamos el valor de P_α con la tabla de la figura:6.9.

$$P_\alpha = 0.98$$

Luego calcularemos el parámetro PR al igual que el anterior parámetro lo hallamos mediante la tabla de la figura 6.10.

$$R = \frac{35.00 - 34.43}{2298.27 - 2293.53}$$

$$R = 0.12$$

$$P_R = 0.978$$

Para el cálculo de P_q es necesario el cálculo del caudal que la presencia del estribo no permite pasar, para ello necesitamos las siguientes variables:

- Área mojada = 122.38 m².
- $Q = 401.18$ m/s.
- Área de la sección transversal mojada = 1.379 m².

El caudal es calculado mediante proporciones teniendo así el siguiente resultado para Q_d :

$$Q_d = \left(\frac{1.379}{122.38} \right) * 401.18$$

$$Q_d = 4.521 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$P_q = 1.4675 + 6.55238 * \left(\frac{Q_d}{Q} \right) - 4.0238 \left(\frac{Q_d}{Q} \right)^2$$

$$P_q = 1.4675 + 6.55238 * \left(\frac{4.52}{401.18} \right) - 4.0238 \left(\frac{4.52}{401.18} \right)^2$$

$$P_q = 1.541$$

Finalmente reemplazamos todas las variables en la ecuación inicial para el cálculo de la socavación local en el estribo derecho D_s .

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

$$D_s = 0.98 * 1.541 * 0.978 * 3.64$$

$$D_s = 5.378 \text{ m}$$

$$d_s = D_s - H_0$$

$$d_s = 5.378 - 3.64$$

$$d_s = 1.74 \text{ m}$$

Obteniendo como resultado de la profundidad de la socavación local en el estribo izquierdo, medida desde el suelo un valor de 1.74 m.

6.5.4. Método de Froelich

Froelich analizó y midió la socavación para 170 casos de lecho vico en canales de laboratorio y mediante un análisis de regresión, obtuvo la siguiente expresión.

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27K_1K_2 \left(\frac{a'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

Donde:

- y_s : profundidad de socavación [m].
- K_1 : factor de corrección por la forma del estribo.
- K_2 : factor de corrección por el ángulo de ataque (θ) del flujo contra el talud del estribo ($K_2 = \theta/90^\circ$)^{0.13}
- a' : longitud del estribo proyectado perpendicular al flujo
- Fr : número de Froude del flujo de aproximación aguas arriba del estribo
- Fr : $V_e/(g \cdot y_a)^{1/2}$
- V_e : Q_e/A_e = velocidad media del flujo (m/s)
- Q_e : caudal obstruido por el estribo (m³/s)
- A_e : área de flujo de la sección transversal de aproximación obstruido por el estribo o terraplén.
- y_a : profundidad media de flujo en la planicie de inundación en las cercanías de la sección del puente (m). (Rodríguez Diaz, 2010, pág. 288)

En este método se analiza cada estribo independiente del otro, es por eso que se tratara el estribo izquierdo y derecho por separado. Entonces tenemos:

a) **Estribo derecho**

Primero,

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e}$$

$$V_e = \frac{12.325}{3.76}$$

$$V_e = 3.28 \text{ m/s}$$

Luego, calculamos el número de Froude.

$$Fr = \frac{V_e}{(gy_a)^{1/2}}$$

$$Fr = \frac{3.28}{(9.81 * 4.10)^{1/2}}$$

$$Fr = 0.52$$

Seguimos hallando las constantes K_1 , a' y K_2

Coeficientes por forma del estribo	
Descripción	K_1
Estribos de paredes verticales (muros de acompañamiento)	1,00
Estribos de paredes verticales con aletas	0,82
Estribos inclinados o con terraplén	0,55

Figura 6.12 Coeficientes por forma de estribos

Fuente: Rodríguez, (2010)

$$K_1 = 1.00$$

$$a' = 2.62$$

$$K_2 = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13}$$

$$K_2 = \left(\frac{103}{90}\right)^{0.13}$$

$$K_2 = 1.02$$

Finalmente, hallamos la socavación local del estribo derecho

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27K_1K_2 \left(\frac{a'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

$$\frac{y_s}{4.10} = 2.27 * 1.00 * 1.02 \left(\frac{2.62}{4.10} \right)^{0.43} * (0.52)^{0.61} + 1$$

$$y_s = 5.24 \text{ m}$$

Obteniendo como resultado de la profundidad de la socavación local en el estribo derecho, medida desde el suelo un valor de 5.24 m.

b) Estribo izquierdo

Primero,

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e}$$

$$V_e = \frac{4.52}{1.38}$$

$$V_e = 3.28 \text{ m/s}$$

Luego, calculamos el número de Froude.

$$Fr = \frac{V_e}{(gy_a)^{1/2}}$$

$$Fr = \frac{3.28}{(9.81 * 4.10)^{1/2}}$$

$$Fr = 0.52$$

Seguimos hallando las constantes K1 y K2

$$K_1 = 1.00$$

$$a' = 2.62$$

$$K_2 = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.13}$$

$$K_2 = \left(\frac{80}{90} \right)^{0.13}$$

$$K_2 = 0.98$$

Finalmente, hallamos la socavación local del estribo derecho

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27K_1K_2 \left(\frac{a'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

$$\frac{y_s}{4.10} = 2.27 * 1.00 * 0.98 \left(\frac{2.96}{4.10} \right)^{0.43} * (0.52)^{0.61} + 1$$

$$y_s = 5.35 \text{ m}$$

Obteniendo como resultado de la profundidad de la socavación local en el estribo izquierdo, medida desde el suelo un valor de 5.35 m.

6.5.5. Comparación métodos de socavación local en estribos

Después del cálculo por los diferentes métodos se obtuvo los siguientes resultados.

Socavación local en estribos puente San Martín		
Método	E. Derecho (m)	E. Izquierdo (m)
Field	6.717	6.717
Liu y Alia	6.050	6.050
Artamonov	1.462	1.738
Froehlich	5.244	5.347

Figura 6.13 Comparación resultados de socavación local por distintos métodos.

Fuente: Elaboración propia.

La socavación local en los estribos depende entre otros de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal y en las márgenes, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, etc., factores que no se reflejan debidamente en las ecuaciones existentes. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2008, pág. 140)

Debido a lo mencionado es que el Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, recomienda que el especialista debe determinar cuál es la ecuación que mejor se ajusta a las condiciones del puente en estudio.

Debido a esto es que basado en el análisis realizado se tomó al método de Artamonov como el método que más se ajusta al estudio, esto porque esta ecuación comprende una mayor cantidad de variables que las demás, y usa con mejor precisión las propiedades del cauce y del puente. Otro factor para la elección es que los resultados de los otros métodos son muy alejados a los obtenidos en el análisis de la socavación general y transversal.

6.6. Socavación potencial total

La socavación total se obtiene mediante la suma de los tipos de socavación analizados en el presente capítulo.

La profundidad local se mantiene según los resultados calculados en las progresivas correspondientes, en cambio la socavación en las demás progresivas es el resultado de la suma de la socavación general y transversal.

Debido a que el cálculo de los diferentes tipos de socavación fue planteado para un escenario de $T=500$ años, la socavación potencial total también se basa en dicho escenario. El cálculo de la socavación potencial total se puede observar en la siguiente tabla.

Cálculo de socavación general T= 500 años					
Progresiva (m)	Cota terreno (m)	Socavación general (m)	Socavación transversal (m)	Socavación local (m)	Cota socavación (m)
9.160	2293.930	-	-	1.462	2292.468
9.509	2293.716	0.736	0.352	-	2292.628
11.034	2293.111	1.163	0.352	-	2291.596
12.664	2292.896	1.349	0.352	-	2291.195
13.974	2292.827	1.443	0.352	-	2291.032
14.684	2292.767	1.505	0.352	-	2290.910
16.047	2292.843	1.498	0.352	-	2290.993
17.138	2292.890	1.496	0.352	-	2291.042
17.966	2292.925	1.486	0.352	-	2291.087
18.728	2293.131	1.359	0.352	-	2291.420
19.258	2293.124	1.364	0.352	-	2291.408
20.150	2293.321	1.300	0.352	-	2291.669
21.724	2293.232	1.460	0.352	-	2291.420
25.036	2293.401	1.182	0.352	-	2291.867
26.915	2293.491	1.084	0.352	-	2292.055
28.600	2293.500	1.032	0.352	-	2292.116
30.800	2293.520	0.941	0.352	-	2292.227
33.220	2293.550	0.818	0.352	-	2292.380
34.190	2293.600	-	-	1.738	2291.862

Tabla 6.14 Socavación potencial total para T=500 años

Fuente: Elaboración propia.

Socavación potencial total Puente San Martín T= 500 años

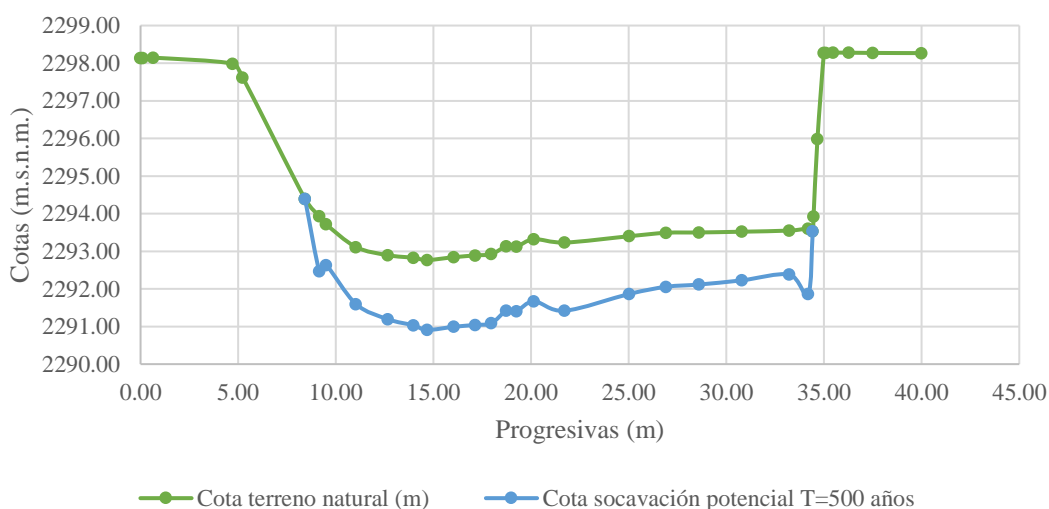


Figura 6.14 Representación gráfica de la socavación potencial total para T = 500 años

Fuente: Elaboración propia

7. ANÁLISIS DEL RIESGO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

El riesgo hidrológico e hidráulico se realizará mediante una adaptación de los parámetros del Manual básico para la estimación de riesgo (Instituto nacional de defensa civil, 2006), utilizando y adaptando distintas herramientas y procesos que nos brinda el PMBOK en su acápite de gestión de riesgos (Project Management Institute, 2017).

La recomendación del manual básico para estimación de riesgos es realizar un análisis cualitativo de los siguientes parámetros de riesgo: Ambiental y ecológico, físico, económica, social, educativa, cultural e ideológica, política e institucional y finalmente científica y técnica.

En el presente estudio se analizará solo el riesgo hidrológico e hidráulico, es por eso que solo desarrollaremos los parámetros ambientales y físicos, esto debido a que son los parámetros que más se ajustan al presente trabajo de investigación.

Es preciso resaltar que la adaptación de las herramientas y procesos del PMBOK fueron desarrolladas en el capítulo de metodología de investigación

7.1. Riesgos ambientales

7.1.1. Identificación riesgos ambientales

Se utilizó una matriz de identificación de riesgos en la que se aplicó la herramienta de análisis causa-raíz del PMBOK, esto con la intención de tener un mejor entendimiento del riesgo identificado. Los riesgos ambientales identificados se pueden observar en la siguiente tabla.

MATRIZ DE IDENTIFICACIÓN DE RIESGOS AMBIENTALES				
Id	Riesgo	Descripción de riesgo	Causa Raíz	Impacto
1	Cambios en las condiciones atmosféricas	Aumento brusco de la temperatura comparado al promedio normal.	Contaminación ambiental Efecto invernadero.	Posibles desastres naturales que afecten estructura del puente. Eventos hidrometeorológicos extraordinarios.
2	Cambios en composición y calidad del agua	Agua contaminada por desechos sólidos o químicos.	Arrojo de residuos sólidos y químicos. Vertido de aguas residuales. Falta de educación y conciencia ambiental.	La presencia de sólidos en el agua incrementa la posibilidad de acumulación en estribos y pilas, por ende, una socavación local mayor.

Tabla 7.1 Matriz de identificación de riesgos ambientales del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se desarrollará a más profundidad los riesgos ambientales identificados:

7.1.1.1. Cambios en las condiciones atmosféricas:

Este riesgo se basa principalmente en el cambio de la temperatura promedio y el impacto que esto generaría en el puente San Martín.

El riesgo del aumento de temperatura promedio afectaría esencialmente en los fenómenos hidrometeorológicos extraordinarios que podrían suceder, esto se traduciría en aluviones no solo en la ciudad cercana al puente sino aguas arriba de la cuenca ocasionando aumento de caudal soltado por el embalse Aguada Blanca, incluso pudiendo ocasionar su rebose poniendo al puente en situación de caudales altos que podrían causar daños en la estructura.

Para el análisis de este parámetro se revisó los caudales soltados por el embalse Aguada Blanca estos años.

7.1.1.2. Cambios en la composición y calidad del agua:

Este riesgo se basa principalmente en los agentes externos que pueden estar presentes en el flujo del río, podría definirse en pocas palabras como el riesgo de la contaminación del río.

La contaminación del agua, especialmente con la presencia de sólidos aumentaría el impacto de socavación, especialmente por la posible acumulación de sólidos en los estribos, lo que generaría socavación local mayor.

Una forma de análisis de este parámetro es la inspección visual de la zona de los estribos para ver la acumulación actual de desechos sólidos y la inspección visual del flujo actual y fotos de años anteriores para corroborar la presencia del arrastre de sólidos desde aguas arriba del puente.

7.1.2. Análisis cualitativo de riesgos ambientales

Para el análisis cualitativo de los riesgos identificados se elaboraron tablas valorando el impacto que podía tener y la probabilidad de ocurrencia, asignando valores de 0-100% para una escala desde “Muy bajo a Muy alto” en los que se utilizaron distintos criterios en función al parámetro que se evaluará. Estas valoraciones se pueden observar en las siguientes tablas:

Escala	Impacto (I)	Parámetro: Condiciones atmosféricas
Muy alto	81-100%	Niveles de temperatura superiores estables al promedio normal.
Alto	61-80%	Niveles de temperatura superiores al promedio normal.
Medio	41-60%	Niveles de temperatura medianamente superiores al promedio normal.
Bajo	21-40%	Niveles de temperatura ligeramente superiores al promedio normal.
Muy bajo	0-20%	Niveles de temperatura igual al promedio normal.

Tabla 7.2 Análisis cualitativo - Condiciones atmosféricas

Fuente: Elaboración propia.

Escala	Impacto (I)	Parámetro: Composición y calidad del agua
Muy alto	81-100%	Nivel de contaminación no apto.
Alto	61-80%	Alto grado de contaminación.
Medio	41-60%	Nivel moderado de contaminación.
Bajo	21-40%	Nivel bajo de contaminación.
Muy bajo	0-20%	Sin ningún grado de contaminación.

Tabla 7.3 Análisis cualitativo - Composición y calidad del agua

Fuente: Elaboración propia

Para la ponderación de la probabilidad se utilizaron los datos de la tabla 3.5 del capítulo de metodología de la investigación y se dio valores al impacto y la probabilidad de los parámetros ambientales, obteniendo los siguientes resultados:

Parámetro	Impacto (I)	Probabilidad (P)	I X P
Condiciones atmosféricas	0.85	0.8	0.68
Composición y calidad del agua	0.8	0.85	0.68

Tabla 7.4 Valoración impacto-probabilidad de riesgos ambientales

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se le da una ponderación a cada riesgo o parámetro para obtener el riesgo ambiental final.

$$RA = 0.5 * (0.68) + 0.5 * (0.68)$$

$$RA = 0.68$$

El puente San Martín presenta un riesgo ambiental del 68% lo cual dentro de nuestra matriz de impacto por probabilidad desarrollada en la tabla 3.7 es un riesgo muy alto.

7.2. Riesgos físicos

7.2.1. Identificación de riesgos físicos

Se utilizó una matriz de identificación de riesgos en la que se aplicó la herramienta de análisis causa-raíz del PMBOK, esto con la intención de tener un mejor entendimiento del riesgo identificado. Los riesgos físicos identificados se pueden observar en la siguiente tabla.

MATRIZ DE IDENTIFICACIÓN DE RIESGOS FÍSICOS				
Id	Riesgo	Descripción de riesgo	Causa Raíz	Impacto
1	Uso de material inadecuado en la construcción del puente	Material utilizado en la construcción que no cumpla requerimientos y propiedades para asegurar la resistencia y tiempo de vida de la estructura.	Expediente, planos, especificaciones técnicas Malas prácticas constructivas.	La utilización de materiales de construcción no sismorresistentes compromete la estructura considerablemente.
2	Calidad y tipo de suelo	Las propiedades del suelo como la rugosidad, granulometría, humedad y densidad afectan directamente a los aspectos hidráulicos y de socavación.	Formación geológica. Tránsito de avenidas. Construcción de estructuras en cauce del río.	Efecto directo en los aspectos hidráulicos y socavación, pudiendo generar daños en el puente e incluso un colapso.
3	Ubicación en zona de alto tránsito	Importancia de las vías conectadas y la alta afluencia vehicular del puente.	Expediente técnico. Necesidad de estructura vial en esa zona.	Incremento de tránsito e impedimento de paso entre las Av. que conecta el puente.
4	Inadecuado diseño geométrico.	La insuficiente altura libre entre tablero y nivel de agua máximas.	Fallas en el diseño y cálculo hidráulico.	Inundación de Av aledañas, daños en la estructura o colapso del puente.
5	Erosión actual de tablero del puente	Ante avenidas extraordinarias el nivel de agua puede entrar en contacto con el tablero, incrementando la erosión existente.	Tránsito de avenidas extraordinarias.	Daño en el tablero del puente pudiendo llegar a un colapso inminente.

6	Socavación	Exposición de los estribos del puente por la socavación.	Tránsito de avenidas.	Estribos expuestos, generando un posible colapso del puente.
7	Inundación	Inundación de las Av. que conecta el puente.	Tránsito de avenidas extraordinarias. Rebose embalse Aguada Blanca.	Daños en las vías y edificios o estructuras cercanas. Impedimento de tránsito en dichas vías.
8	Leyes existentes	Incumplimiento de leyes, normativas o reglamentos para diseño y construcción del puente.	Incumplimiento de normativas.	Malas prácticas constructivas. Puente comprometido estructuralmente.

Tabla 7.5 Matriz de identificación de riesgos físicos del puente San Martín

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se desarrollará a más profundidad los riesgos físicos identificados:

7.2.1.1. Uso de material inadecuado en la construcción del puente

Un riesgo constante para cualquier estructura es el material usado en la construcción de este, este factor no es ajeno al puente ya que es importante la resistencia del material utilizado para asegurar que la estructura cumpla su tiempo de vida.

En el ámbito hidrológico e hidráulico es importante debido a que en la mayoría de los escenarios del modelo hidráulico el flujo impacta con el tablero del puente, entonces el material debe ser lo suficientemente resistente para soportar esas fuerzas externas que se pueden presentar.

Si bien es cierto no se cuenta con el expediente técnico para el análisis de dicho parámetro, pero se puede realizar una inspección visual para la determinación de que materiales fueron usados en la construcción del puente.

7.2.1.2. Calidad y tipo de suelo

La calidad de suelo presenta un riesgo para el puente, ya que como se vio antes es una variable que afecta directamente a la socavación como al análisis hidráulico.

Para el análisis y valoración de dicho parámetro se realizó un estudio de suelos para obtener las principales propiedades del suelo cercano al puente San Martín y también se realizó un levantamiento topográfico aguas abajo y arriba del puente para conocer las variaciones que existen en las secciones del cauce cercano al puente San Martín.

7.2.1.3. Ubicación en zona de alto tránsito

El riesgo de que el puente esté ubicado en una zona de alto tránsito son dos razones principales, la cantidad vehículos que transitan diariamente y las cargas externas que estos puedan generar.

Sin embargo, viéndolo desde el ámbito hidrológico e hidráulico en caso de un evento de caudal extraordinario en el que el puente quede inutilizable o en el peor de los casos colapse. La importancia de las Av. que conecta causaría caos vehicular y falta de acceso a recintos importantes como universidades o colegios que se encuentran cruzando el puente, así como daños a la misma Av. o casas cercanas al puente en caso de inundación.

7.2.1.4. Inadecuado diseño geométrico

El riesgo que representa un inadecuado diseño geométrico se centra esencialmente en el gálibo o altura libre, que es el espacio libre entre el nivel máximo de aguas para un determinado caudal o flujo y la parte baja del tablero del puente, como se vio anteriormente esta altura libre no debe de ser menor de 2 m.

Para el análisis de dicho parámetro usaremos los resultados hallados previamente en el cálculo hidráulico donde en la mayoría de los escenarios se pudo observar el impacto del flujo de agua con el tablero del puente.

7.2.1.5. Erosión actual en tablero del puente

Al momento de la realización del levantamiento topográfico se realizó una inspección visual del puente San Martín, en la cual se observó la erosión presente en la parte inferior del tablero del puente. Si bien es cierto actualmente dicha erosión no es muy alta, puede afectar la estructura del puente en base a los escenarios planteados en capítulos previos.

Esto debido a que como se mencionó previamente en casi todos los escenarios el puente se ve impactado por el flujo, al ya estar erosionado se puede generar una mayor erosión que podría comprometer la estructura del tablero del puente. El análisis de este punto se realizará en base a la inspección visual realizada.

7.2.1.6. Socavación:

La socavación es un riesgo importante para cualquier estructura que está en contacto con el flujo de un río, esto se fundamenta porque la socavación es la razón más frecuente por la que un puente ha colapsado en el mundo.

Para el análisis de este parámetro nos basaremos solo en la inspección que realizamos en la zona de estudio para ver la socavación actual existente. Si bien es cierto hemos calculado valores para la socavación tanto local como general, estos resultados no pueden ser comparados con la profundidad de cimentación del puente porque no se pudo conseguir los planos o el expediente técnico como se mencionó previamente en capítulos anteriores.

7.2.1.7. Inundación

Este parámetro fue identificado como un riesgo debido a que el resultado del cálculo hidráulico arrojó resultados en los que los niveles de agua sobrepasaban gran parte del tablero del puente y también sobrepasaba los límites de las secciones transversales aguas arriba del puente lo que da indicios de inundación en la Av. La Marina, ubicada a un costado del cauce del río Chili.

Para el análisis de dicho parámetro utilizaremos los resultados calculados en el análisis hidráulico realizado en capítulos anteriores.

7.2.1.8. Leyes existentes

Este parámetro se basa en el riesgo que puede existir por el incumplimiento o cumplimiento parcial de los marcos normativos para el diseño y construcción de una estructura de una importancia tan grande como lo es un puente.

Para el análisis de este parámetro se tendrá en cuenta los parámetros anteriores ya que, dichos parámetros fueron analizados o valorados en base al marco normativo peruano, para el caso de un puente el Manual de Hidrología,

Hidráulica y Drenaje Ministerio de Transporte y Comunicaciones, y el Manual de Puentes. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018)

7.2.2. Análisis cualitativo de riesgos físicos

Para el análisis cualitativo de los riesgos identificados se elaboraron tablas valorando el impacto que podía tener y la probabilidad de ocurrencia, asignando valores de 0-100% para una escala desde “Muy bajo a Muy alto” en los que se utilizaron distintos criterios en función al parámetro que se evaluará. Estas valoraciones se pueden observar en las siguientes tablas:

Escala	Impacto (I)	Parámetro: Material de construcción del puente
Muy alto	81-100%	Estructuras de adobe, caña y otros de menor resistencia en estado precario.
Alto	61-80%	Estructura de adobe piedra o madera sin refuerzos estructurales.
Medio	41-60%	Estructura de concreto, acero o madera sin adecuada técnica constructiva
Bajo	21-40%	Estructura no sismorresistente de concreto, acero o madera con adecuada técnica constructiva
Muy bajo	0-20%	Estructura sismorresistente con adecuada técnica constructiva (de concreto o acero).

Tabla 7.6 Análisis cualitativo - Material de construcción del puente

Fuente: Elaboración propia.

Escala	Impacto (I)	Parámetro: Calidad y tipo de suelo
Muy alto	81-100%	Suelo en pésimas condiciones con muchas obstrucciones bastante variabilidad.
Alto	61-80%	Suelo en malas condiciones con obstrucciones e intermedia variabilidad.
Medio	41-60%	Suelo en condiciones regulares con pocas obstrucciones y variabilidad
Bajo	21-40%	Suelo en condiciones buenas, sin obstrucciones y poca variabilidad.
Muy bajo	0-20%	Suelo del cauce en buenas condiciones, sin obstrucciones y muy poca variabilidad de secciones.

Tabla 7.7 Análisis cualitativo - Calidad y tipo de suelo

Fuente: Elaboración propia.

Escala	Impacto (I)	Parámetro: Ubicación en zona de alto tránsito
Muy alto	81-100%	Conexión de Av. con afluencia vehicular muy alta.
Alto	61-80%	Conexión de Av. con afluencia vehicular alta.
Medio	41-60%	Conexión de Av. con afluencia vehicular intermedia.
Bajo	21-40%	Conexión de Av. con afluencia vehicular baja
Muy bajo	0-20%	Conexión de Av. con afluencia vehicular muy baja.

Tabla 7.8 Análisis cualitativo - Ubicación en zona de alto tránsito

Fuente: Elaboración propia.

Escala	Impacto (I)	Parámetro: Geometría del puente
Muy alto	81-100%	El gálibo del puente no permite el paso del flujo. El nivel del agua excede la altura del tablero.
Alto	61-80%	El gálibo del puente no permite el paso del flujo. El nivel del agua impacta con el tablero.
Medio	41-60%	El gálibo del puente permite el paso del flujo con normalidad, la diferencia entre el tablero y el nivel de aguas máximo es menor a 1.00 m.
Bajo	21-40%	El gálibo del puente permite el paso del flujo con normalidad, la diferencia entre el tablero y el nivel de aguas máximo entre 1.00 m y 2.00 m.
Muy bajo	0-20%	El gálibo del puente permite el paso del flujo con una diferencia mayor a 2.00 m entre la base del tablero y el nivel de aguas máximo.

Tabla 7.9 Análisis cualitativo - Geometría del puente

Fuente: Elaboración propia.

Escala	Impacto (I)	Parámetro: Erosión del tablero puente
Muy alto	81-100%	El flujo impacta la parte inferior, media y superior, erosionando también el pavimento.
Alto	61-80%	El flujo impacta la parte inferior y media del tablero.
Medio	41-60%	El flujo impacta la parte inferior del tablero.
Bajo	21-40%	El flujo está próximo a impactar al tablero.
Muy bajo	0-20%	El flujo no impacta al tablero.

Tabla 7.10 Análisis cualitativo - Erosión de tablero del puente

Fuente: Elaboración propia.

Escala	Impacto (I)	Parámetro: Socavación
Muy alto	81-100%	Estribos desprotegidos ante avenidas extraordinarias.
Alto	61-80%	Estribos poco protegidos ante avenidas extraordinarias.
Medio	41-60%	Estribos medianamente protegidos ante avenidas extraordinarias.
Bajo	21-40%	Estribos protegidos ante avenidas extraordinarias.
Muy bajo	0-20%	Estribos altamente protegidos ante avenidas extraordinarias.

Tabla 7.11 Análisis cualitativo – Socavación

Fuente: Elaboración propia.

Escala	Impacto (I)	Parámetro: Inundación
Muy alto	81-100%	El nivel de aguas máximo supera la parte superior del puente, inundando las Av. aledañas.
Alto	61-80%	El nivel de aguas máximo impacta a la estructura del puente presentando atisbo de desborde.
Medio	41-60%	El nivel de aguas máxima alcanza la parte inferior del tablero, presentando atisbo de desborde.
Bajo	21-40%	El nivel de aguas máximo se encuentra a menos de 2.00m debajo del tablero, no presenta atisbo de desborde.
Muy bajo	0-20%	El nivel de aguas máximo se encuentra 2.00m debajo del tablero.

Tabla 7.12 Análisis cualitativo – Inundación

Fuente: Elaboración propia.

Escala	Impacto (I)	Parámetro: Leyes existentes
Muy alto	81-100%	Incumplimiento total de la normativa existente.
Alto	61-80%	Incumplimiento considerable de la normativa existente.
Medio	41-60%	Incumplimiento parcial de la normativa existente.
Bajo	21-40%	Cumplimiento de la normativa existente con salvedades.
Muy bajo	0-20%	Cumplimiento total de la normativa existente.

Tabla 7.13 Análisis cualitativo - Leyes existentes

Fuente: Elaboración propia.

Para la ponderación de la probabilidad se utilizaron los datos de la tabla 3.5 del capítulo de metodología de la investigación y de dio valores al impacto y la

probabilidad de los parámetros ambientales, obteniendo los siguientes resultados:

Parámetro	Impacto (I)	Probabilidad (P)	I x P
Material de construcción del puente	0.20	1.00	0.20
Localización del puente	0.85	1.00	0.85
Calidad y tipo de suelo	0.30	0.50	0.15
Geometría del puente	0.80	0.70	0.56
Erosión actual de tablero del puente	0.30	1.00	0.30
Socavación	0.30	1.00	0.30
Inundación	0.70	0.40	0.28
Leyes existentes	0.50	0.50	0.25

Tabla 7.14 Valoración impacto-probabilidad de riesgos físicos

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se le da una ponderación a cada riesgo o parámetro para obtener el riesgo ambiental final.

$$RF = 0.1 * (0.20) + 0.1 * (0.85) + 0.1 * (0.15) + 0.2 * (0.56) + 0.1 * (0.30) + 0.15 * (0.30) + 0.15 * (0.28) + 0.1 * (0.25)$$

$$RF = 0.525$$

El puente San Martín presenta un riesgo físico del 53% lo cual dentro de nuestra matriz de impacto por probabilidad desarrollada en la tabla 3.7 es un riesgo alto.

7.3. Cálculo riesgo hidrológico e hidráulico

El riesgo hidrológico e hidráulico del puente San Martín depende del riesgo ambiental y el riesgo físico como se mencionó previamente. Para el cálculo del riesgo final se debe de dar una ponderación a cada uno de los dos riesgos calculados.

Como se vio en el desarrollo el riesgo físico esta estrictamente vinculado a la estructura del puente, debido a esto es que se le da una ponderación mayor que al riesgo ambiental. Visto esto el riesgo hidrológico e hidráulico del puente San Martín esta dado por:

$$RHH = 0.15RA + 0.85RF$$

Donde:

- RHH: riesgo hidrológico e hidráulico.
- RA: riesgo ambiental.
- RF: riesgo físico.

$$RHH = 0.15(0.68) + 0.85(0.53)$$

$$RHH = 0.56$$

El riesgo hidrológico e hidráulico del puente San Martín es de 56% lo cual dentro de nuestra matriz de impacto por probabilidad desarrollada en la tabla 3.7 es un riesgo alto

CONCLUSIONES

PRIMERA:

El análisis de frecuencia de probabilidades requirió de la recopilación de la serie de caudales máximos anuales desde el año 1960 al 2021, los modelos de probabilidad aplicados a la serie de datos fueron 7 modelos empíricos (California, Hazen, Weibull, Chegodayev, Blom, Tukey y Gringorten) y 8 modelos teóricos (Normal, LogNormal, IIP, LogNormal IIP, Gamma IIP, Pearson III, LogPearson III, Gumbel y LogGumbel).

SEGUNDA:

Se realizó la prueba de bondad de ajuste de Smirnof-Kolgomorov a 56 combinaciones posibles obteniendo como la que más se ajusta a la serie de datos la combinación del modelo empírico Hazen con el modelo teórico Gumbel.

TERCERA:

En base a la normativa peruana vigente se plantearon 6 escenarios para la estimación de caudales en función del periodo de retorno, riesgo y vida útil de la estructura. Estos caudales fueron: para T=100 años Q= 310.06 m³/s, T=200 años Q= 349.30 m³/s, T=300 años Q= 372.26 m³/s, T=400 años Q= 388.54 m³/s, T=500 años Q= 401.18 m³/s, T=750 años Q= 424.13 m³/s.

CUARTA:

Se planteó un escenario adicional asumiendo un caso crítico que equivaldría al caudal generado por el rebose del embalse Aguada Blanca, el cual sería Q= 500.00 m³/s.

QUINTA:

Se realizó un levantamiento topográfico 250 m. aguas arriba y 150 m. aguas abajo del eje del puente San Martín, que luego del procesamiento en software se generaron curvas mayores cada 5 m. y curvas menores cada 1 m. Esto se realizó debido a la falta de información del puente San Martín (planos, expediente, etc).

SEXTA:

Se realizó el modelo hidráulico en el software HEC-RAS, obteniendo el nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.) en la sección del puente para cada escenario, resultados que en todos los escenarios planteados incumplían las recomendaciones de la normativa vigente que indica que no debe ser menor a 2 m.

SÉPTIMA:

El modelo hidráulico también nos permitió obtener otras características del flujo como tirante medio, velocidad, los cuales resultaron ser directamente proporcionales al caudal y al periodo de retorno.

OCTAVA:

Se realizó un estudio de suelos en la zona cercana al puente San Martín para obtener variables de las cuales dependía el análisis de socavación. Los ensayos realizados son: El ensayo de granulometría del cual se obtuvo el diámetro medio de la muestra que es 8.69 mm, el contenido de humedad de la muestra fue de 12.62% y el peso específico de la muestra fue de 2.72 gr/cm³.

NOVENA:

Mediante una comparación de la velocidad erosiva y la velocidad de flujo en todos los escenarios y para todos los deciles de la curva granulométrica, se determinó que la socavación se produce en lecho vivo.

DÉCIMA:

La socavación general para un periodo de retorno $T=500$ años (recomendación de la normativa vigente) dio como resultado 1.52 m. Esta fue calculada por el método de Lischtván-Levediev.

DÉCIMO PRIMERA:

Se realizó el cálculo de la socavación transversal por el método de Straubb, obteniendo como resultado una socavación por contracción de 0.35 m. Esto refleja que, aunque la contracción que genera el puente San Martín en el cauce es pequeña, esta genera socavación.

DÉCIMO SEGUNDA:

La socavación local se calculó mediante 4 métodos recomendados por la normativa vigente: Field, Liu y Alia, Artamonov y Froelich, los valores obtenidos para cada uno de los métodos eran muy distintos, por lo que se eligió el método de Artamonov, al ser un método que tiene mayor cantidad de variables que utiliza con mejor precisión las propiedades del cauce y el puente. Obteniendo como resultados 1.46 m. para el estribo derecho y 1.74 m. para el estribo izquierdo.

DÉCIMO TERCERA:

Para el método de socavación local elegido, se observó que las propiedades geométricas de los estribos influían en gran parte en el cálculo de la socavación local, entre las que destacamos el ángulo horizontal en planta formado por el estribo y el eje del cauce y el caudal que evita que pase con normalidad el estribo.

DÉCIMO CUARTA:

Se identificó 2 riesgos ambientales: cambios en las condiciones atmosféricas y cambios en la composición y calidad del agua, luego del análisis cualitativo y ponderación de cada uno de estos, se obtuvo como resultado un 68% de riesgo ambiental.

DÉCIMO QUINTA:

Se realizó la identificación de 8 riesgos físicos: Uso de material inadecuado en la construcción del puente, Calidad y tipo de suelo, ubicación en zona de alto tránsito, inadecuado diseño geométrico, erosión actual del tablero, socavación, inundación y leyes existentes. Luego del análisis cualitativo y la ponderación de cada uno de ellos se obtuvo un riesgo físico de 53%.

DÉCIMO SEXTA:

Para el cálculo del riesgo hidrológico e hidráulico se realizó una ponderación para el riesgo ambiental y físico respectivamente obteniendo un riesgo de 56%, lo que significa un riesgo hidrológico e hidráulico alto.

RECOMENDACIONES

PRIMERA:

La serie de caudales máximos anuales recopilada solo nos brindó información de caudales para un periodo de 61 años, lo cual para un análisis de frecuencia de probabilidades son datos insuficientes, sumándole a esto que tal como se vio en el análisis de consistencia, encontramos valores sesgados que le quitarían precisión al análisis. Es por estos motivos que se recomienda la realización de estudios de las represas del Sistema Chili Regulado para una estimación de caudales más precisa.

SEGUNDA:

Los resultados obtenidos en el modelo hidráulico en HEC-RAS, especialmente los relacionados a la altura libre entre el nivel de agua y el tablero del puente son desfavorables para todos los escenarios planteados, incumpliendo las recomendaciones de las normativas vigentes. Es por ese motivo que se sugiere el rediseño del puente San Martín aumentando su altura en 2.89 m. para el escenario más crítico.

TERCERA:

La ausencia de planos o el expediente técnico, dificultó el análisis de la socavación ya que no se pudo realizar la comparación numérica de la profundidad de desplante real y la socavación calculada, es por eso que se recomienda realizar un estudio para determinar la profundidad de desplante real de los estribos del puente San Martín.

CUARTA:

Ante los resultados asumidos en este estudio y trabajos previos similares en la ciudad de Arequipa, se recomienda la realización de estudios sobre el riesgo o vulnerabilidad hidrológica e hidráulica actual de otros puentes de la ciudad de Arequipa, especialmente de los puentes con más antigüedad, tales como: el puente Bolognesi, el puente Grau y el puente San Isidro.

QUINTA:

Ante la dificultad de una posible demolición y rediseño del puente, se recomienda la realización de un monitoreo en tiempo real del Puente San Martín con acelerómetros Twin Digitals, lo que permitiría tener datos en tiempo real del estado del puente tanto en materia hidráulica (socavación) y estructural (vibraciones), para así lograr una disminución del riesgo del puente San Martín.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México D.F: Grupo Noriega editores.
- Autoridad Autónoma de Majes AUTODEMA. (2022). *Movimiento Hídrico Sistema Chili Regulado*. Obtenido de <https://autodema.gob.pe/reportesom/frmRepChili.aspx>
- Autoridad Nacional del Agua. (2015). *Plan de Gestión de los Recursos Hídricos de la Cuenca QUILCA - CHILI*. Lima: Mirza Editores e Impresores S.A.C.
- Autoridad Nacional del Agua. (2019). *Plan de aprovechamiento de la disponibilidad hídrica en el ambito del consejo de recursos hídricos de la cuenca Quilca-Chili 2019-2020*.
- Bateman, A. (2007). *Hidrología básica y aplicada*.
- Bermúdez Badia, M. (2011). *Estudio experimental de la erosión local en pilas de puente cuadradas. Influencia de la anchura de la pila*. Catalunya: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Cardona, D. O. (2003). *La necesidad de repensar de manera holística los conceptos de vulnerabilidad y riesgo. Una crítica necesaria para la gestión*. Bogotá.
- Chereque Moran, W. (1989). *Hidrología para estudiantes de ingeniería civil*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Santafé de Bogotá: McGRAW-HILL.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología aplicada*. Santa Fe de Bogotá: McGRAW-HILL.
- Comitato Internazionale per lo Sviluppo dei Popoli CISP. (2006). *La Gestión del Riesgo en los procesos de Planificación Territorial*.
- Concha, C., & Miranda, A. (2016). Análisis del riesgo de inundación de la cuenca del río Chili en el tramo de Chilina a Uchumayo - Arequipa. *Tesis de licenciatura*. Universidad Católica Santa María, Arequipa.
- Cowan, W. (1956). *Estimating hydraulic roughness coefficients: Agricultural Engineering*.
- Diario Correo. (2020). Crecida del río Chili perjudica a distritos de Hunter y Sachaca. *Correo*.

- Engineering American Society of Civil. (2020). *Manual 43*.
- Espinoza Vigil, A. J. (2019). Análisis de la vulnerabilidad hidrológica del puente Bajo Grau en la ciudad de Arequipa. (*Tesis de Licenciatura*). Universidad Católica Santa María, Arequipa.
- Hernandez, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación*. México D.F.: McGraw Hill.
- Instituto nacional de defensa civil. (2006). *Manual básico para la estimación del riesgo*. Lima.
- Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual - INDECOPI. (1999). NTP 339.131 SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo. En C. d. INDECOPI, *Norma Técnica Peruana*. Lima.
- Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual INDECOPI. (1998). NTP 339.127 SUELOS. Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. En C. d. INDECOPI, *Norma Técnica Peruana*. Lima.
- Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual- INDECOPI. (2000). NTP 339.128 SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico. En C. d. INDECOPI, *NORMA TÉCNICA PERUANA*. Lima.
- Manterola, J. (2006). *Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Mélice, J.-L., & Reason, C. J. (2007). Return period of extreme rainfall at George, South Africa. *South African Journal of Science*, 499-501.
- Melville, B., & Coleman, S. (2000). *BRIDGE SCOUR*. Colorado : Water Resources Publications.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2008). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2018). *Manual de puentes*. Lima.
- Monsalve, G. (1999). *Hidrología en la ingeniería*. México D.F.: ALFAOMEGA.
- Naciones Unidas. (1992). *Convención Marco sobre el cambio climático*. Washington.

- Project Management Institute. (2017). *Project Management Body of Knowledge*. Pennsylvania.
- Rocha Felices, A. (2007). *Hidráulica de tuberías y canales*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rodríguez Díaz, H. A. (2010). *Hidráulica fluvial. Fundamentos y aplicaciones - Socavación*. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Smith, D. (1976). *Bridge Failures*. Londres: Institution of Civil Engineers.
- Talledo, I., & Noriega, A. (2019). Vulnerabilidad de la sección hidráulica del puente Bolsico para soportar caudales de crecidas extraordinarias del río Zarumilla - 2019. *Tesis de Licenciatura*. Universidad Nacional de Tumbes, Tumbes.
- US Army Corps of Engineers. (2016). *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. California.
- Villón Béjar, M. (2002). *Hidrología*. Lima: Editorial Villón.
- Villón Bejar, M. (2007). *Hidráulica de canales*. Lima: Ediciones Villón.

ANEXOS

Anexo 1:

Serie de caudales máximos mensuales (1960-2021)

CAUDALES MAXIMOS												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1960	59.34	35.80	8.80	5.10	5.10	4.40	4.40	4.30	5.20	5.50	5.60	6.80
1961	68.40	82.96	59.20	0.00	53.70	4.10	3.90	4.50	4.20	4.50	7.20	82.80
1962	93.40	146.52	126.80	93.00	6.70	4.40	4.10	4.00	4.70	4.10	4.10	6.00
1963	112.80	146.16	125.10	33.30	6.50	4.70	4.10	4.10	5.80	4.20	4.10	9.40
1964	21.10	19.70	40.58	8.00	5.40	4.50	4.10	7.50	7.50	9.30	9.50	9.40
1965	4.70	29.16	24.50	5.20	7.60	7.10	6.90	7.30	7.50	8.00	8.00	7.00
1966	5.60	23.50	43.26	5.70	7.70	5.10	9.50	9.10	6.10	8.10	7.90	8.50
1967	27.10	78.51	73.00	47.40	7.00	6.40	7.70	8.20	7.90	8.50	8.30	9.30
1968	56.20	82.30	104.97	25.40	9.20	9.40	9.50	8.20	8.10	9.10	9.70	9.70
1969	17.20	63.06	33.20	8.50	7.70	7.60	8.00	9.10	9.10	8.60	9.20	14.20
1970	41.50	69.22	50.40	42.10	9.00	8.20	10.10	8.60	9.90	9.00	8.20	8.30
1971	61.10	78.16	60.50	8.60	9.60	10.10	9.60	9.10	7.90	8.60	8.40	7.70
1972	8.90	197.06	143.20	58.10	8.00	9.30	9.40	9.00	8.60	9.00	15.40	28.90
1973	85.20	183.94	129.20	28.60	15.10	11.30	9.00	9.90	9.90	9.40	13.00	9.40
1974	80.43	48.20	39.40	12.20	12.20	12.00	34.20	15.60	14.30	12.90	13.30	13.80
1975	16.30	112.80	97.50	17.00	14.60	13.50	14.30	14.30	14.20	13.80	13.20	13.20
1976	46.50	86.75	80.40	11.00	11.00	12.00	10.90	10.00	10.30	10.70	10.60	10.90
1977	10.90	13.10	106.84	35.80	8.20	10.20	9.40	9.30	9.50	10.90	11.40	11.70
1978	12.70	50.08	11.50	8.80	8.90	8.70	8.30	8.70	8.30	8.60	9.40	9.50
1979	9.69	9.10	9.70	8.80	9.10	8.10	7.60	7.80	9.70	9.70	8.10	9.40
1980	9.16	8.20	8.00	7.70	5.80	5.50	6.30	8.40	4.00	4.40	5.40	5.90
1981	5.90	80.08	55.70	14.60	10.80	10.70	8.50	8.40	9.20	12.10	10.90	10.70
1982	13.20	13.20	9.30	9.40	8.20	7.70	8.20	8.80	8.80	11.00	17.06	10.30
1983	9.21	8.00	7.80	6.20	5.20	3.10	3.10	3.10	3.10	4.30	4.40	5.00
1984	6.90	139.40	76.10	44.40	11.70	10.90	10.50	12.20	12.80	12.20	14.00	16.70
1985	13.60	88.58	86.00	83.60	16.80	13.90	13.80	13.20	13.00	13.80	13.70	14.10
1986	157.62	88.90	87.30	57.30	14.10	12.90	12.60	12.70	13.70	13.80	14.30	14.90
1987	33.80	41.19	13.90	11.70	10.30	8.40	8.40	10.30	10.50	11.10	10.70	10.80
1988	17.90	52.95	18.90	35.10	9.70	9.70	9.50	10.60	11.50	11.20	12.70	12.30
1989	13.60	50.67	10.50	22.40	11.80	9.40	10.60	9.60	12.20	12.10	10.10	10.50
1990	10.93	9.10	6.10	6.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10	4.30	7.10	7.20
1991	10.10	9.70	108.75	12.50	10.60	10.10	8.70	9.90	9.70	10.20	10.50	11.00
1992	10.54	7.40	5.50	4.20	4.90	4.20	4.50	4.60	4.30	4.60	4.30	4.70
1993	42.40	34.90	59.84	8.70	8.60	8.30	8.60	8.60	8.30	9.30	10.80	10.80
1994	65.90	197.81	16.30	13.10	11.40	12.70	13.20	12.70	12.60	13.20	15.00	15.10
1995	12.00	10.50	14.99	13.10	10.00	9.70	9.50	9.50	8.80	9.30	10.00	9.30
1996	6.80	16.66	15.80	12.20	7.00	7.00	8.10	8.20	8.90	9.20	9.90	9.90

1997	10.90	18.40	19.37	12.20	12.70	10.80	9.00	8.90	9.00	9.00	9.90	9.90
1998	20.00	22.48	14.20	13.60	11.20	10.10	8.60	8.60	10.10	11.10	11.10	11.00
1999	11.10	143.70	179.24	58.70	15.00	10.00	10.10	12.00	12.00	13.00	13.00	14.00
2000	30.20	85.43	83.10	19.40	13.00	10.50	10.50	10.50	11.50	13.00	13.00	13.00
2001	27.70	130.70	174.00	71.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2002	11.40	42.70	208.33	46.70	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2003	12.80	14.00	0.00	45.99	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2004	20.10	108.25	16.80	12.40	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2005	14.00	23.94	23.90	11.30	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2006	47.00	78.70	76.80	81.10	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2007	24.30	20.10	24.34	15.70	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2008	23.81	14.50	14.50	12.50	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2009	10.50	95.60	101.88	9.10	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2010	9.30	13.07	13.00	11.50	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2011	13.00	137.35	64.50	68.50	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2012	72.20	236.64	88.00	52.30	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2013	107.30	52.40	94.80	18.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2014	23.12	18.00	12.00	11.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2015	10.10	9.00	23.90	12.80	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2016	10.30	81.99	14.80	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2017	12.01	12.50	33.58	43.49	12.50	11.01	12.62	12.00	13.01	13.01	13.01	13.02
2018	32.77	23.68	64.70	23.62	13.02	12.57	14.01	14.01	12.01	15.00	13.42	13.01
2019	12.41	145.64	26.92	38.43	12.01	12.01	12.50	12.50	12.20	14.00	14.51	13.10
2020	23.72	125.97	67.69	53.72	14.00	12.01	12.00	12.00	12.71	13.00	14.74	23.35
2021	63.63	16.01	23.49	23.61	12.00	12.00	12.00	14.26	14.01	14.00	14.00	16.00

Tabla 7.15 Registro de caudales mensuales máximos (1960-2021)

Fuente: Autoridad Autónoma de Majes AUTODEMA, (2022)

Anexo 2:

Pruebas de bondad de ajuste Smirnov-Kolgomorov

Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación Distribución Gumbel- Distribución Hazen

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN NORMAL	DISTRIBUCIÓN CALIFORNIA	
0.99637	0.98387	0.01249
0.98601	0.96774	0.01826
0.97813	0.95161	0.02651
0.97745	0.93548	0.04196
0.96229	0.91935	0.04294
0.95516	0.90323	0.05193
0.94596	0.88710	0.05886
0.90741	0.87097	0.03645
0.87159	0.85484	0.01675
0.87028	0.83871	0.03157
0.86838	0.82258	0.04580
0.84408	0.80645	0.03763
0.83549	0.79032	0.04516
0.78235	0.77419	0.00816
0.71002	0.75806	0.04804
0.68572	0.74194	0.05622
0.68266	0.72581	0.04315
0.67681	0.70968	0.03287
0.67396	0.69355	0.01959
0.66228	0.67742	0.01514
0.64264	0.66129	0.01865
0.55434	0.64516	0.09082
0.54187	0.62903	0.08717
0.53284	0.61290	0.08006
0.51591	0.59677	0.08086
0.50925	0.58065	0.07139
0.50314	0.56452	0.06138
0.49853	0.54839	0.04986
0.49613	0.53226	0.03613
0.48534	0.51613	0.03078
0.48294	0.50000	0.01706
0.42205	0.48387	0.06182
0.39188	0.46774	0.07586
0.38482	0.45161	0.06679
0.38108	0.43548	0.05441

0.36015	0.41935	0.05921
0.35693	0.40323	0.04629
0.31681	0.38710	0.07029
0.30297	0.37097	0.06800
0.29943	0.35484	0.05541
0.27544	0.33871	0.06327
0.26126	0.32258	0.06132
0.25997	0.30645	0.04648
0.24855	0.29032	0.04177
0.24523	0.27419	0.02896
0.18777	0.25806	0.07030
0.16624	0.24194	0.07570
0.16453	0.22581	0.06128
0.16436	0.20968	0.04532
0.16397	0.19355	0.02958
0.16105	0.17742	0.01637
0.15838	0.16129	0.00292
0.14578	0.14516	0.00062
0.13688	0.12903	0.00784
0.13537	0.11290	0.02247
0.12922	0.09677	0.03244
0.12238	0.08065	0.04174
0.11507	0.06452	0.05056
0.11377	0.04839	0.06539
0.11101	0.03226	0.07876
0.10942	0.01613	0.09330
0.10926	0.00000	0.10926
D máximo =		0.10926
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.16 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Normal Distribución California**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN NORMAL	DISTRIBUCIÓN HAZEN	
0.99637	0.99194	0.00443
0.98601	0.97581	0.01020
0.97813	0.95968	0.01845
0.97745	0.94355	0.03390
0.96229	0.92742	0.03487
0.95516	0.91129	0.04387
0.94596	0.89516	0.05080
0.90741	0.87903	0.02838
0.87159	0.86290	0.00869
0.87028	0.84677	0.02351
0.86838	0.83065	0.03774
0.84408	0.81452	0.02956
0.83549	0.79839	0.03710
0.78235	0.78226	0.00009
0.71002	0.76613	0.05610
0.68572	0.75000	0.06428
0.68266	0.73387	0.05121
0.67681	0.71774	0.04093
0.67396	0.70161	0.02765
0.66228	0.68548	0.02320
0.64264	0.66935	0.02672
0.55434	0.65323	0.09889
0.54187	0.63710	0.09523
0.53284	0.62097	0.08813
0.51591	0.60484	0.08893
0.50925	0.58871	0.07946
0.50314	0.57258	0.06944
0.49853	0.55645	0.05792
0.49613	0.54032	0.04420
0.48534	0.52419	0.03885
0.48294	0.50806	0.02512
0.42205	0.49194	0.06988
0.39188	0.47581	0.08393
0.38482	0.45968	0.07486
0.38108	0.44355	0.06247
0.36015	0.42742	0.06727
0.35693	0.41129	0.05436
0.31681	0.39516	0.07835
0.30297	0.37903	0.07606
0.29943	0.36290	0.06347
0.27544	0.34677	0.07133

0.26126	0.33065	0.06939
0.25997	0.31452	0.05454
0.24855	0.29839	0.04984
0.24523	0.28226	0.03702
0.18777	0.26613	0.07836
0.16624	0.25000	0.08376
0.16453	0.23387	0.06934
0.16436	0.21774	0.05339
0.16397	0.20161	0.03764
0.16105	0.18548	0.02443
0.15838	0.16935	0.01098
0.14578	0.15323	0.00744
0.13688	0.13710	0.00022
0.13537	0.12097	0.01440
0.12922	0.10484	0.02438
0.12238	0.08871	0.03368
0.11507	0.07258	0.04249
0.11377	0.05645	0.05732
0.11101	0.04032	0.07069
0.10942	0.02419	0.08523
0.10926	0.00806	0.10120
D máximo =		0.10120
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.17 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Normal - Distribución Hazen**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN NORMAL	DISTRIBUCIÓN WEIBULL	
0.99637	0.98413	0.01224
0.98601	0.96825	0.01775
0.97813	0.95238	0.02575
0.97745	0.93651	0.04094
0.96229	0.92063	0.04166
0.95516	0.90476	0.05040
0.94596	0.88889	0.05707
0.90741	0.87302	0.03440
0.87159	0.85714	0.01445
0.87028	0.84127	0.02901
0.86838	0.82540	0.04299
0.84408	0.80952	0.03456
0.83549	0.79365	0.04184
0.78235	0.77778	0.00457
0.71002	0.76190	0.05188
0.68572	0.74603	0.06031
0.68266	0.73016	0.04750
0.67681	0.71429	0.03748
0.67396	0.69841	0.02445
0.66228	0.68254	0.02026
0.64264	0.66667	0.02403
0.55434	0.65079	0.09645
0.54187	0.63492	0.09305
0.53284	0.61905	0.08621
0.51591	0.60317	0.08726
0.50925	0.58730	0.07805
0.50314	0.57143	0.06829
0.49853	0.55556	0.05702
0.49613	0.53968	0.04356
0.48534	0.52381	0.03846
0.48294	0.50794	0.02499
0.42205	0.49206	0.07001
0.39188	0.47619	0.08431
0.38482	0.46032	0.07550
0.38108	0.44444	0.06337
0.36015	0.42857	0.06842
0.35693	0.41270	0.05577
0.31681	0.39683	0.08002
0.30297	0.38095	0.07798
0.29943	0.36508	0.06565
0.27544	0.34921	0.07377

0.26126	0.33333	0.07208
0.25997	0.31746	0.05749
0.24855	0.30159	0.05304
0.24523	0.28571	0.04048
0.18777	0.26984	0.08208
0.16624	0.25397	0.08773
0.16453	0.23810	0.07357
0.16436	0.22222	0.05787
0.16397	0.20635	0.04238
0.16105	0.19048	0.02942
0.15838	0.17460	0.01623
0.14578	0.15873	0.01295
0.13688	0.14286	0.00598
0.13537	0.12698	0.00839
0.12922	0.11111	0.01811
0.12238	0.09524	0.02715
0.11507	0.07937	0.03571
0.11377	0.06349	0.05028
0.11101	0.04762	0.06339
0.10942	0.03175	0.07768
0.10926	0.01587	0.09339
D máximo =		0.09645
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.18 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Normal - Distribución Weibull**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN NORMAL	DISTRIBUCIÓN CHEGODAYEV	
0.99637	0.98878	0.00758
0.98601	0.97276	0.01325
0.97813	0.95673	0.02140
0.97745	0.94071	0.03674
0.96229	0.92468	0.03761
0.95516	0.90865	0.04650
0.94596	0.89263	0.05333
0.90741	0.87660	0.03081
0.87159	0.86058	0.01101
0.87028	0.84455	0.02573
0.86838	0.82853	0.03986
0.84408	0.81250	0.03158
0.83549	0.79647	0.03901
0.78235	0.78045	0.00190
0.71002	0.76442	0.05440
0.68572	0.74840	0.06268
0.68266	0.73237	0.04971
0.67681	0.71635	0.03954
0.67396	0.70032	0.02636
0.66228	0.68429	0.02202
0.64264	0.66827	0.02563
0.55434	0.65224	0.09790
0.54187	0.63622	0.09435
0.53284	0.62019	0.08735
0.51591	0.60417	0.08826
0.50925	0.58814	0.07889
0.50314	0.57212	0.06898
0.49853	0.55609	0.05756
0.49613	0.54006	0.04394
0.48534	0.52404	0.03869
0.48294	0.50801	0.02507
0.42205	0.49199	0.06993
0.39188	0.47596	0.08408
0.38482	0.45994	0.07511
0.38108	0.44391	0.06283
0.36015	0.42788	0.06774
0.35693	0.41186	0.05493
0.31681	0.39583	0.07902
0.30297	0.37981	0.07684
0.29943	0.36378	0.06435
0.27544	0.34776	0.07232

0.26126	0.33173	0.07047
0.25997	0.31571	0.05573
0.24855	0.29968	0.05113
0.24523	0.28365	0.03842
0.18777	0.26763	0.07986
0.16624	0.25160	0.08536
0.16453	0.23558	0.07105
0.16436	0.21955	0.05520
0.16397	0.20353	0.03955
0.16105	0.18750	0.02645
0.15838	0.17147	0.01310
0.14578	0.15545	0.00967
0.13688	0.13942	0.00255
0.13537	0.12340	0.01198
0.12922	0.10737	0.02185
0.12238	0.09135	0.03104
0.11507	0.07532	0.03975
0.11377	0.05929	0.05448
0.11101	0.04327	0.06774
0.10942	0.02724	0.08218
0.10926	0.01122	0.09805
D máximo =		0.09805
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.19 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Normal - Distribución Chegodayev**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN NORMAL	DISTRIBUCIÓN BLOM	
0.99637	0.98996	0.00641
0.98601	0.97390	0.01211
0.97813	0.95783	0.02030
0.97745	0.94177	0.03568
0.96229	0.92570	0.03659
0.95516	0.90964	0.04552
0.94596	0.89357	0.05239
0.90741	0.87751	0.02990
0.87159	0.86145	0.01014
0.87028	0.84538	0.02490
0.86838	0.82932	0.03907
0.84408	0.81325	0.03083
0.83549	0.79719	0.03830
0.78235	0.78112	0.00123
0.71002	0.76506	0.05504
0.68572	0.74900	0.06328
0.68266	0.73293	0.05027
0.67681	0.71687	0.04006
0.67396	0.70080	0.02684
0.66228	0.68474	0.02246
0.64264	0.66867	0.02604
0.55434	0.65261	0.09827
0.54187	0.63655	0.09468
0.53284	0.62048	0.08764
0.51591	0.60442	0.08851
0.50925	0.58835	0.07910
0.50314	0.57229	0.06915
0.49853	0.55622	0.05769
0.49613	0.54016	0.04403
0.48534	0.52410	0.03875
0.48294	0.50803	0.02509
0.42205	0.49197	0.06992
0.39188	0.47590	0.08403
0.38482	0.45984	0.07502
0.38108	0.44378	0.06270
0.36015	0.42771	0.06756
0.35693	0.41165	0.05471
0.31681	0.39558	0.07877
0.30297	0.37952	0.07655
0.29943	0.36345	0.06402
0.27544	0.34739	0.07195

0.26126	0.33133	0.07007
0.25997	0.31526	0.05529
0.24855	0.29920	0.05065
0.24523	0.28313	0.03790
0.18777	0.26707	0.07930
0.16624	0.25100	0.08477
0.16453	0.23494	0.07041
0.16436	0.21888	0.05452
0.16397	0.20281	0.03884
0.16105	0.18675	0.02569
0.15838	0.17068	0.01231
0.14578	0.15462	0.00884
0.13688	0.13855	0.00168
0.13537	0.12249	0.01288
0.12922	0.10643	0.02279
0.12238	0.09036	0.03202
0.11507	0.07430	0.04078
0.11377	0.05823	0.05554
0.11101	0.04217	0.06884
0.10942	0.02610	0.08332
0.10926	0.01004	0.09922
D máximo =		0.09922
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.20 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Normal - Distribución Blom**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN NORMAL	DISTRIBUCIÓN TUKEY	
0.99637	0.98930	0.00706
0.98601	0.97326	0.01274
0.97813	0.95722	0.02091
0.97745	0.94118	0.03627
0.96229	0.92513	0.03716
0.95516	0.90909	0.04607
0.94596	0.89305	0.05291
0.90741	0.87701	0.03041
0.87159	0.86096	0.01063
0.87028	0.84492	0.02536
0.86838	0.82888	0.03951
0.84408	0.81283	0.03124
0.83549	0.79679	0.03869
0.78235	0.78075	0.00160
0.71002	0.76471	0.05468
0.68572	0.74866	0.06295
0.68266	0.73262	0.04996
0.67681	0.71658	0.03977
0.67396	0.70053	0.02657
0.66228	0.68449	0.02221
0.64264	0.66845	0.02581
0.55434	0.65241	0.09807
0.54187	0.63636	0.09450
0.53284	0.62032	0.08748
0.51591	0.60428	0.08837
0.50925	0.58824	0.07898
0.50314	0.57219	0.06905
0.49853	0.55615	0.05762
0.49613	0.54011	0.04398
0.48534	0.52406	0.03872
0.48294	0.50802	0.02508
0.42205	0.49198	0.06993
0.39188	0.47594	0.08406
0.38482	0.45989	0.07507
0.38108	0.44385	0.06277
0.36015	0.42781	0.06766
0.35693	0.41176	0.05483
0.31681	0.39572	0.07891
0.30297	0.37968	0.07671
0.29943	0.36364	0.06421
0.27544	0.34759	0.07215

0.26126	0.33155	0.07029
0.25997	0.31551	0.05554
0.24855	0.29947	0.05092
0.24523	0.28342	0.03819
0.18777	0.26738	0.07961
0.16624	0.25134	0.08510
0.16453	0.23529	0.07077
0.16436	0.21925	0.05490
0.16397	0.20321	0.03924
0.16105	0.18717	0.02611
0.15838	0.17112	0.01275
0.14578	0.15508	0.00930
0.13688	0.13904	0.00216
0.13537	0.12299	0.01238
0.12922	0.10695	0.02227
0.12238	0.09091	0.03148
0.11507	0.07487	0.04021
0.11377	0.05882	0.05495
0.11101	0.04278	0.06823
0.10942	0.02674	0.08269
0.10926	0.01070	0.09857
D máximo =		0.09857
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.21 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Normal - Distribución Tukey**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN NORMAL	DISTRIBUCIÓN GRINGORTEN	
0.99637	0.99099	0.00538
0.98601	0.97489	0.01112
0.97813	0.95879	0.01934
0.97745	0.94269	0.03475
0.96229	0.92659	0.03570
0.95516	0.91050	0.04466
0.94596	0.89440	0.05156
0.90741	0.87830	0.02911
0.87159	0.86220	0.00939
0.87028	0.84610	0.02418
0.86838	0.83001	0.03838
0.84408	0.81391	0.03017
0.83549	0.79781	0.03768
0.78235	0.78171	0.00064
0.71002	0.76561	0.05559
0.68572	0.74952	0.06380
0.68266	0.73342	0.05076
0.67681	0.71732	0.04051
0.67396	0.70122	0.02726
0.66228	0.68513	0.02285
0.64264	0.66903	0.02639
0.55434	0.65293	0.09859
0.54187	0.63683	0.09497
0.53284	0.62073	0.08789
0.51591	0.60464	0.08873
0.50925	0.58854	0.07929
0.50314	0.57244	0.06930
0.49853	0.55634	0.05781
0.49613	0.54024	0.04412
0.48534	0.52415	0.03880
0.48294	0.50805	0.02511
0.42205	0.49195	0.06990
0.39188	0.47585	0.08398
0.38482	0.45976	0.07493
0.38108	0.44366	0.06258
0.36015	0.42756	0.06741
0.35693	0.41146	0.05453
0.31681	0.39536	0.07856
0.30297	0.37927	0.07630
0.29943	0.36317	0.06374
0.27544	0.34707	0.07163

0.26126	0.33097	0.06971
0.25997	0.31487	0.05490
0.24855	0.29878	0.05023
0.24523	0.28268	0.03744
0.18777	0.26658	0.07882
0.16624	0.25048	0.08424
0.16453	0.23439	0.06986
0.16436	0.21829	0.05393
0.16397	0.20219	0.03822
0.16105	0.18609	0.02504
0.15838	0.16999	0.01162
0.14578	0.15390	0.00811
0.13688	0.13780	0.00092
0.13537	0.12170	0.01367
0.12922	0.10560	0.02362
0.12238	0.08950	0.03288
0.11507	0.07341	0.04167
0.11377	0.05731	0.05647
0.11101	0.04121	0.06980
0.10942	0.02511	0.08431
0.10926	0.00901	0.10025
D máximo =		0.10025
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.22 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Normal - Distribución Gringorten**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL II	DISTRIBUCIÓN CALIFORNIA	
0.94597	0.98387	0.03790
0.92807	0.96774	0.03967
0.91961	0.95161	0.03201
0.91896	0.93548	0.01653
0.90649	0.91935	0.01286
0.90146	0.90323	0.00177
0.89545	0.88710	0.00835
0.87352	0.87097	0.00255
0.85539	0.85484	0.00055
0.85475	0.83871	0.01604
0.85382	0.82258	0.03123
0.84206	0.80645	0.03561
0.83794	0.79032	0.04762
0.81254	0.77419	0.03835
0.77674	0.75806	0.01868
0.76408	0.74194	0.02214
0.76246	0.72581	0.03665
0.75933	0.70968	0.04966
0.75781	0.69355	0.06426
0.75146	0.67742	0.07404
0.74053	0.66129	0.07924
0.68627	0.64516	0.04111
0.67778	0.62903	0.04874
0.67148	0.61290	0.05857
0.65928	0.59677	0.06251
0.65435	0.58065	0.07370
0.64974	0.56452	0.08523
0.64623	0.54839	0.09784
0.64438	0.53226	0.11212
0.63592	0.51613	0.11980
0.63401	0.50000	0.13401
0.58077	0.48387	0.09690
0.55045	0.46774	0.08271
0.54291	0.45161	0.09130
0.53883	0.43548	0.10335
0.51502	0.41935	0.09567
0.51120	0.40323	0.10798
0.45937	0.38710	0.07228
0.43949	0.37097	0.06853
0.43423	0.35484	0.07939
0.39633	0.33871	0.05762

0.37197	0.32258	0.04939
0.36969	0.30645	0.06324
0.34877	0.29032	0.05845
0.34249	0.27419	0.06830
0.21684	0.25806	0.04122
0.16129	0.24194	0.08064
0.15671	0.22581	0.06910
0.15625	0.20968	0.05343
0.15522	0.19355	0.03833
0.14735	0.17742	0.03007
0.14009	0.16129	0.02120
0.10567	0.14516	0.03949
0.08153	0.12903	0.04750
0.07753	0.11290	0.03538
0.06148	0.09677	0.03529
0.04467	0.08065	0.03597
0.02853	0.06452	0.03599
0.02593	0.04839	0.02246
0.02072	0.03226	0.01154
0.01794	0.01613	0.00182
0.01767	0.00000	0.01767
D máximo =		0.13401
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.23 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal - Distribución California**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL II	DISTRIBUCIÓN HAZEN	
0.94597	0.99194	0.04597
0.92807	0.97581	0.04774
0.91961	0.95968	0.04007
0.91896	0.94355	0.02459
0.90649	0.92742	0.02093
0.90146	0.91129	0.00983
0.89545	0.89516	0.00029
0.87352	0.87903	0.00551
0.85539	0.86290	0.00752
0.85475	0.84677	0.00797
0.85382	0.83065	0.02317
0.84206	0.81452	0.02754
0.83794	0.79839	0.03955
0.81254	0.78226	0.03028
0.77674	0.76613	0.01061
0.76408	0.75000	0.01408
0.76246	0.73387	0.02859
0.75933	0.71774	0.04159
0.75781	0.70161	0.05619
0.75146	0.68548	0.06598
0.74053	0.66935	0.07118
0.68627	0.65323	0.03305
0.67778	0.63710	0.04068
0.67148	0.62097	0.05051
0.65928	0.60484	0.05444
0.65435	0.58871	0.06564
0.64974	0.57258	0.07716
0.64623	0.55645	0.08978
0.64438	0.54032	0.10405
0.63592	0.52419	0.11173
0.63401	0.50806	0.12594
0.58077	0.49194	0.08884
0.55045	0.47581	0.07464
0.54291	0.45968	0.08323
0.53883	0.44355	0.09529
0.51502	0.42742	0.08760
0.51120	0.41129	0.09991
0.45937	0.39516	0.06421
0.43949	0.37903	0.06046
0.43423	0.36290	0.07133
0.39633	0.34677	0.04956

0.37197	0.33065	0.04133
0.36969	0.31452	0.05517
0.34877	0.29839	0.05038
0.34249	0.28226	0.06023
0.21684	0.26613	0.04929
0.16129	0.25000	0.08871
0.15671	0.23387	0.07716
0.15625	0.21774	0.06149
0.15522	0.20161	0.04639
0.14735	0.18548	0.03813
0.14009	0.16935	0.02927
0.10567	0.15323	0.04756
0.08153	0.13710	0.05556
0.07753	0.12097	0.04344
0.06148	0.10484	0.04336
0.04467	0.08871	0.04404
0.02853	0.07258	0.04405
0.02593	0.05645	0.03052
0.02072	0.04032	0.01960
0.01794	0.02419	0.00625
0.01767	0.00806	0.00961
D máximo =		0.12594
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.24 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal - Distribución Hazen**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL II	DISTRIBUCIÓN WEIBULL	
0.94597	0.98413	0.03816
0.92807	0.96825	0.04018
0.91961	0.95238	0.03277
0.91896	0.93651	0.01755
0.90649	0.92063	0.01414
0.90146	0.90476	0.00330
0.89545	0.88889	0.00656
0.87352	0.87302	0.00050
0.85539	0.85714	0.00176
0.85475	0.84127	0.01348
0.85382	0.82540	0.02842
0.84206	0.80952	0.03253
0.83794	0.79365	0.04429
0.81254	0.77778	0.03476
0.77674	0.76190	0.01484
0.76408	0.74603	0.01805
0.76246	0.73016	0.03230
0.75933	0.71429	0.04505
0.75781	0.69841	0.05939
0.75146	0.68254	0.06892
0.74053	0.66667	0.07387
0.68627	0.65079	0.03548
0.67778	0.63492	0.04286
0.67148	0.61905	0.05243
0.65928	0.60317	0.05611
0.65435	0.58730	0.06705
0.64974	0.57143	0.07831
0.64623	0.55556	0.09067
0.64438	0.53968	0.10469
0.63592	0.52381	0.11212
0.63401	0.50794	0.12607
0.58077	0.49206	0.08871
0.55045	0.47619	0.07426
0.54291	0.46032	0.08259
0.53883	0.44444	0.09439
0.51502	0.42857	0.08645
0.51120	0.41270	0.09850
0.45937	0.39683	0.06255
0.43949	0.38095	0.05854
0.43423	0.36508	0.06915
0.39633	0.34921	0.04713

0.37197	0.33333	0.03864
0.36969	0.31746	0.05223
0.34877	0.30159	0.04718
0.34249	0.28571	0.05678
0.21684	0.26984	0.05300
0.16129	0.25397	0.09268
0.15671	0.23810	0.08139
0.15625	0.22222	0.06597
0.15522	0.20635	0.05113
0.14735	0.19048	0.04313
0.14009	0.17460	0.03451
0.10567	0.15873	0.05306
0.08153	0.14286	0.06132
0.07753	0.12698	0.04946
0.06148	0.11111	0.04963
0.04467	0.09524	0.05057
0.02853	0.07937	0.05084
0.02593	0.06349	0.03756
0.02072	0.04762	0.02690
0.01794	0.03175	0.01380
0.01767	0.01587	0.00180
D máximo =		0.12607
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.25 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal - Distribución Weibull**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL II	DISTRIBUCIÓN CHEGODAYEV	
0.94597	0.98878	0.04281
0.92807	0.97276	0.04469
0.91961	0.95673	0.03712
0.91896	0.94071	0.02175
0.90649	0.92468	0.01819
0.90146	0.90865	0.00720
0.89545	0.89263	0.00282
0.87352	0.87660	0.00308
0.85539	0.86058	0.00519
0.85475	0.84455	0.01019
0.85382	0.82853	0.02529
0.84206	0.81250	0.02956
0.83794	0.79647	0.04147
0.81254	0.78045	0.03209
0.77674	0.76442	0.01232
0.76408	0.74840	0.01568
0.76246	0.73237	0.03008
0.75933	0.71635	0.04299
0.75781	0.70032	0.05748
0.75146	0.68429	0.06717
0.74053	0.66827	0.07227
0.68627	0.65224	0.03403
0.67778	0.63622	0.04156
0.67148	0.62019	0.05128
0.65928	0.60417	0.05512
0.65435	0.58814	0.06621
0.64974	0.57212	0.07763
0.64623	0.55609	0.09014
0.64438	0.54006	0.10431
0.63592	0.52404	0.11189
0.63401	0.50801	0.12600
0.58077	0.49199	0.08879
0.55045	0.47596	0.07449
0.54291	0.45994	0.08297
0.53883	0.44391	0.09492
0.51502	0.42788	0.08714
0.51120	0.41186	0.09934
0.45937	0.39583	0.06354
0.43949	0.37981	0.05969
0.43423	0.36378	0.07045
0.39633	0.34776	0.04858

0.37197	0.33173	0.04024
0.36969	0.31571	0.05398
0.34877	0.29968	0.04909
0.34249	0.28365	0.05884
0.21684	0.26763	0.05078
0.16129	0.25160	0.09031
0.15671	0.23558	0.07887
0.15625	0.21955	0.06330
0.15522	0.20353	0.04831
0.14735	0.18750	0.04015
0.14009	0.17147	0.03138
0.10567	0.15545	0.04978
0.08153	0.13942	0.05789
0.07753	0.12340	0.04587
0.06148	0.10737	0.04589
0.04467	0.09135	0.04667
0.02853	0.07532	0.04679
0.02593	0.05929	0.03337
0.02072	0.04327	0.02255
0.01794	0.02724	0.00930
0.01767	0.01122	0.00645
D máximo =		0.12600
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.26 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal - Distribución Chegodayev**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL II	DISTRIBUCIÓN BLOM	
0.94597	0.98996	0.04399
0.92807	0.97390	0.04583
0.91961	0.95783	0.03823
0.91896	0.94177	0.02281
0.90649	0.92570	0.01921
0.90146	0.90964	0.00818
0.89545	0.89357	0.00187
0.87352	0.87751	0.00399
0.85539	0.86145	0.00606
0.85475	0.84538	0.00936
0.85382	0.82932	0.02450
0.84206	0.81325	0.02880
0.83794	0.79719	0.04075
0.81254	0.78112	0.03142
0.77674	0.76506	0.01168
0.76408	0.74900	0.01508
0.76246	0.73293	0.02952
0.75933	0.71687	0.04247
0.75781	0.70080	0.05700
0.75146	0.68474	0.06672
0.74053	0.66867	0.07186
0.68627	0.65261	0.03366
0.67778	0.63655	0.04123
0.67148	0.62048	0.05099
0.65928	0.60442	0.05487
0.65435	0.58835	0.06599
0.64974	0.57229	0.07745
0.64623	0.55622	0.09000
0.64438	0.54016	0.10422
0.63592	0.52410	0.11183
0.63401	0.50803	0.12598
0.58077	0.49197	0.08880
0.55045	0.47590	0.07455
0.54291	0.45984	0.08307
0.53883	0.44378	0.09506
0.51502	0.42771	0.08731
0.51120	0.41165	0.09955
0.45937	0.39558	0.06379
0.43949	0.37952	0.05998
0.43423	0.36345	0.07077
0.39633	0.34739	0.04894

0.37197	0.33133	0.04065
0.36969	0.31526	0.05443
0.34877	0.29920	0.04957
0.34249	0.28313	0.05936
0.21684	0.26707	0.05022
0.16129	0.25100	0.08971
0.15671	0.23494	0.07823
0.15625	0.21888	0.06263
0.15522	0.20281	0.04759
0.14735	0.18675	0.03940
0.14009	0.17068	0.03059
0.10567	0.15462	0.04895
0.08153	0.13855	0.05702
0.07753	0.12249	0.04496
0.06148	0.10643	0.04495
0.04467	0.09036	0.04569
0.02853	0.07430	0.04577
0.02593	0.05823	0.03230
0.02072	0.04217	0.02145
0.01794	0.02610	0.00816
0.01767	0.01004	0.00763
D máximo =		0.12598
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.27 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal - Distribución Blom**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL II	DISTRIBUCIÓN TUKEY	
0.94597	0.98930	0.04333
0.92807	0.97326	0.04519
0.91961	0.95722	0.03761
0.91896	0.94118	0.02222
0.90649	0.92513	0.01864
0.90146	0.90909	0.00763
0.89545	0.89305	0.00240
0.87352	0.87701	0.00349
0.85539	0.86096	0.00558
0.85475	0.84492	0.00983
0.85382	0.82888	0.02494
0.84206	0.81283	0.02922
0.83794	0.79679	0.04115
0.81254	0.78075	0.03179
0.77674	0.76471	0.01203
0.76408	0.74866	0.01542
0.76246	0.73262	0.02984
0.75933	0.71658	0.04276
0.75781	0.70053	0.05727
0.75146	0.68449	0.06697
0.74053	0.66845	0.07209
0.68627	0.65241	0.03387
0.67778	0.63636	0.04141
0.67148	0.62032	0.05115
0.65928	0.60428	0.05500
0.65435	0.58824	0.06611
0.64974	0.57219	0.07755
0.64623	0.55615	0.09008
0.64438	0.54011	0.10427
0.63592	0.52406	0.11186
0.63401	0.50802	0.12599
0.58077	0.49198	0.08879
0.55045	0.47594	0.07452
0.54291	0.45989	0.08302
0.53883	0.44385	0.09498
0.51502	0.42781	0.08721
0.51120	0.41176	0.09944
0.45937	0.39572	0.06365
0.43949	0.37968	0.05981
0.43423	0.36364	0.07059
0.39633	0.34759	0.04874

0.37197	0.33155	0.04042
0.36969	0.31551	0.05418
0.34877	0.29947	0.04931
0.34249	0.28342	0.05907
0.21684	0.26738	0.05054
0.16129	0.25134	0.09005
0.15671	0.23529	0.07859
0.15625	0.21925	0.06300
0.15522	0.20321	0.04799
0.14735	0.18717	0.03982
0.14009	0.17112	0.03103
0.10567	0.15508	0.04941
0.08153	0.13904	0.05751
0.07753	0.12299	0.04547
0.06148	0.10695	0.04547
0.04467	0.09091	0.04624
0.02853	0.07487	0.04634
0.02593	0.05882	0.03290
0.02072	0.04278	0.02206
0.01794	0.02674	0.00879
0.01767	0.01070	0.00698
D máximo =		0.12599
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.28 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal - Distribución Tukey**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL II	DISTRIBUCIÓN GRINGORTEN	
0.94597	0.99099	0.04502
0.92807	0.97489	0.04682
0.91961	0.95879	0.03918
0.91896	0.94269	0.02373
0.90649	0.92659	0.02010
0.90146	0.91050	0.00904
0.89545	0.89440	0.00105
0.87352	0.87830	0.00478
0.85539	0.86220	0.00682
0.85475	0.84610	0.00864
0.85382	0.83001	0.02381
0.84206	0.81391	0.02815
0.83794	0.79781	0.04013
0.81254	0.78171	0.03083
0.77674	0.76561	0.01113
0.76408	0.74952	0.01456
0.76246	0.73342	0.02904
0.75933	0.71732	0.04201
0.75781	0.70122	0.05658
0.75146	0.68513	0.06634
0.74053	0.66903	0.07151
0.68627	0.65293	0.03334
0.67778	0.63683	0.04094
0.67148	0.62073	0.05074
0.65928	0.60464	0.05465
0.65435	0.58854	0.06581
0.64974	0.57244	0.07730
0.64623	0.55634	0.08989
0.64438	0.54024	0.10413
0.63592	0.52415	0.11178
0.63401	0.50805	0.12596
0.58077	0.49195	0.08882
0.55045	0.47585	0.07460
0.54291	0.45976	0.08315
0.53883	0.44366	0.09518
0.51502	0.42756	0.08746
0.51120	0.41146	0.09974
0.45937	0.39536	0.06401
0.43949	0.37927	0.06023
0.43423	0.36317	0.07106
0.39633	0.34707	0.04926

0.37197	0.33097	0.04100
0.36969	0.31487	0.05481
0.34877	0.29878	0.04999
0.34249	0.28268	0.05981
0.21684	0.26658	0.04974
0.16129	0.25048	0.08919
0.15671	0.23439	0.07768
0.15625	0.21829	0.06204
0.15522	0.20219	0.04697
0.14735	0.18609	0.03874
0.14009	0.16999	0.02990
0.10567	0.15390	0.04823
0.08153	0.13780	0.05627
0.07753	0.12170	0.04417
0.06148	0.10560	0.04412
0.04467	0.08950	0.04483
0.02853	0.07341	0.04488
0.02593	0.05731	0.03138
0.02072	0.04121	0.02049
0.01794	0.02511	0.00717
0.01767	0.00901	0.00866
D máximo =		0.12596
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.29 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal - Distribución Gringorten**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL IIIIP	DISTRIBUCIÓN CALIFORNIA	
0.97201	0.98387	0.01187
0.95527	0.96774	0.01247
0.94660	0.95161	0.00501
0.94592	0.93548	0.01044
0.93239	0.91935	0.01304
0.92672	0.90323	0.02350
0.91982	0.88710	0.03272
0.89355	0.87097	0.02258
0.87087	0.85484	0.01603
0.87005	0.83871	0.03134
0.86887	0.82258	0.04629
0.85379	0.80645	0.04734
0.84846	0.79032	0.05814
0.81519	0.77419	0.04099
0.76767	0.75806	0.00961
0.75084	0.74194	0.00891
0.74869	0.72581	0.02288
0.74454	0.70968	0.03487
0.74252	0.69355	0.04897
0.73411	0.67742	0.05669
0.71966	0.66129	0.05837
0.64902	0.64516	0.00386
0.63818	0.62903	0.00915
0.63018	0.61290	0.01728
0.61483	0.59677	0.01805
0.60865	0.58065	0.02801
0.60292	0.56452	0.03840
0.59856	0.54839	0.05017
0.59627	0.53226	0.06401
0.58585	0.51613	0.06972
0.58350	0.50000	0.08350
0.51996	0.48387	0.03609
0.48535	0.46774	0.01761
0.47693	0.45161	0.02532
0.47242	0.43548	0.03693
0.44647	0.41935	0.02712
0.44238	0.40323	0.03916
0.38881	0.38710	0.00172
0.36921	0.37097	0.00176
0.36410	0.35484	0.00927
0.32842	0.33871	0.01029

0.30646	0.32258	0.01612
0.30443	0.30645	0.00202
0.28623	0.29032	0.00410
0.28087	0.27419	0.00667
0.18312	0.25806	0.07494
0.14498	0.24194	0.09695
0.14195	0.22581	0.08386
0.14165	0.20968	0.06803
0.14097	0.19355	0.05258
0.13580	0.17742	0.04162
0.13107	0.16129	0.03022
0.10900	0.14516	0.03616
0.09371	0.12903	0.03532
0.09116	0.11290	0.02174
0.08089	0.09677	0.01589
0.06980	0.08065	0.01085
0.05840	0.06452	0.00611
0.05644	0.04839	0.00805
0.05233	0.03226	0.02007
0.05001	0.01613	0.03388
0.04978	0.00000	0.04978
D máximo =		0.09695
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.30 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal IIP - Distribución California**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL IIIIP	DISTRIBUCIÓN HAZEN	
0.97201	0.99194	0.01993
0.95527	0.97581	0.02053
0.94660	0.95968	0.01307
0.94592	0.94355	0.00237
0.93239	0.92742	0.00497
0.92672	0.91129	0.01543
0.91982	0.89516	0.02466
0.89355	0.87903	0.01452
0.87087	0.86290	0.00796
0.87005	0.84677	0.02328
0.86887	0.83065	0.03822
0.85379	0.81452	0.03927
0.84846	0.79839	0.05008
0.81519	0.78226	0.03293
0.76767	0.76613	0.00154
0.75084	0.75000	0.00084
0.74869	0.73387	0.01482
0.74454	0.71774	0.02680
0.74252	0.70161	0.04090
0.73411	0.68548	0.04863
0.71966	0.66935	0.05030
0.64902	0.65323	0.00420
0.63818	0.63710	0.00108
0.63018	0.62097	0.00922
0.61483	0.60484	0.00999
0.60865	0.58871	0.01994
0.60292	0.57258	0.03034
0.59856	0.55645	0.04211
0.59627	0.54032	0.05594
0.58585	0.52419	0.06166
0.58350	0.50806	0.07543
0.51996	0.49194	0.02802
0.48535	0.47581	0.00955
0.47693	0.45968	0.01726
0.47242	0.44355	0.02887
0.44647	0.42742	0.01905
0.44238	0.41129	0.03109
0.38881	0.39516	0.00635
0.36921	0.37903	0.00982
0.36410	0.36290	0.00120
0.32842	0.34677	0.01835

0.30646	0.33065	0.02419
0.30443	0.31452	0.01008
0.28623	0.29839	0.01216
0.28087	0.28226	0.00139
0.18312	0.26613	0.08301
0.14498	0.25000	0.10502
0.14195	0.23387	0.09192
0.14165	0.21774	0.07610
0.14097	0.20161	0.06065
0.13580	0.18548	0.04969
0.13107	0.16935	0.03829
0.10900	0.15323	0.04423
0.09371	0.13710	0.04339
0.09116	0.12097	0.02980
0.08089	0.10484	0.02395
0.06980	0.08871	0.01891
0.05840	0.07258	0.01418
0.05644	0.05645	0.00001
0.05233	0.04032	0.01201
0.05001	0.02419	0.02582
0.04978	0.00806	0.04171
D máximo =		0.10502
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.31 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal IIP - Distribución Hazen**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL IIIIP	DISTRIBUCIÓN WEIBULL	
0.97201	0.98413	0.01212
0.95527	0.96825	0.01298
0.94660	0.95238	0.00578
0.94592	0.93651	0.00941
0.93239	0.92063	0.01176
0.92672	0.90476	0.02196
0.91982	0.88889	0.03093
0.89355	0.87302	0.02054
0.87087	0.85714	0.01372
0.87005	0.84127	0.02878
0.86887	0.82540	0.04347
0.85379	0.80952	0.04426
0.84846	0.79365	0.05481
0.81519	0.77778	0.03741
0.76767	0.76190	0.00577
0.75084	0.74603	0.00481
0.74869	0.73016	0.01853
0.74454	0.71429	0.03026
0.74252	0.69841	0.04410
0.73411	0.68254	0.05157
0.71966	0.66667	0.05299
0.64902	0.65079	0.00177
0.63818	0.63492	0.00326
0.63018	0.61905	0.01114
0.61483	0.60317	0.01165
0.60865	0.58730	0.02135
0.60292	0.57143	0.03149
0.59856	0.55556	0.04300
0.59627	0.53968	0.05658
0.58585	0.52381	0.06204
0.58350	0.50794	0.07556
0.51996	0.49206	0.02790
0.48535	0.47619	0.00916
0.47693	0.46032	0.01662
0.47242	0.44444	0.02797
0.44647	0.42857	0.01790
0.44238	0.41270	0.02968
0.38881	0.39683	0.00801
0.36921	0.38095	0.01174
0.36410	0.36508	0.00097
0.32842	0.34921	0.02078

0.30646	0.33333	0.02688
0.30443	0.31746	0.01303
0.28623	0.30159	0.01536
0.28087	0.28571	0.00485
0.18312	0.26984	0.08672
0.14498	0.25397	0.10898
0.14195	0.23810	0.09615
0.14165	0.22222	0.08058
0.14097	0.20635	0.06538
0.13580	0.19048	0.05468
0.13107	0.17460	0.04354
0.10900	0.15873	0.04973
0.09371	0.14286	0.04915
0.09116	0.12698	0.03582
0.08089	0.11111	0.03022
0.06980	0.09524	0.02544
0.05840	0.07937	0.02096
0.05644	0.06349	0.00705
0.05233	0.04762	0.00471
0.05001	0.03175	0.01827
0.04978	0.01587	0.03391
D máximo =		0.10898
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.32 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal IIP - Distribución Weibull**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL IIIIP	DISTRIBUCIÓN CHEGODAYEV	
0.97201	0.98878	0.01678
0.95527	0.97276	0.01748
0.94660	0.95673	0.01013
0.94592	0.94071	0.00522
0.93239	0.92468	0.00771
0.92672	0.90865	0.01807
0.91982	0.89263	0.02719
0.89355	0.87660	0.01695
0.87087	0.86058	0.01029
0.87005	0.84455	0.02550
0.86887	0.82853	0.04034
0.85379	0.81250	0.04129
0.84846	0.79647	0.05199
0.81519	0.78045	0.03474
0.76767	0.76442	0.00325
0.75084	0.74840	0.00245
0.74869	0.73237	0.01632
0.74454	0.71635	0.02820
0.74252	0.70032	0.04219
0.73411	0.68429	0.04981
0.71966	0.66827	0.05139
0.64902	0.65224	0.00322
0.63818	0.63622	0.00196
0.63018	0.62019	0.00999
0.61483	0.60417	0.01066
0.60865	0.58814	0.02051
0.60292	0.57212	0.03080
0.59856	0.55609	0.04247
0.59627	0.54006	0.05620
0.58585	0.52404	0.06181
0.58350	0.50801	0.07549
0.51996	0.49199	0.02797
0.48535	0.47596	0.00939
0.47693	0.45994	0.01700
0.47242	0.44391	0.02851
0.44647	0.42788	0.01859
0.44238	0.41186	0.03052
0.38881	0.39583	0.00702
0.36921	0.37981	0.01060
0.36410	0.36378	0.00032
0.32842	0.34776	0.01933

0.30646	0.33173	0.02528
0.30443	0.31571	0.01127
0.28623	0.29968	0.01345
0.28087	0.28365	0.00279
0.18312	0.26763	0.08451
0.14498	0.25160	0.10662
0.14195	0.23558	0.09363
0.14165	0.21955	0.07790
0.14097	0.20353	0.06256
0.13580	0.18750	0.05170
0.13107	0.17147	0.04041
0.10900	0.15545	0.04645
0.09371	0.13942	0.04572
0.09116	0.12340	0.03223
0.08089	0.10737	0.02648
0.06980	0.09135	0.02155
0.05840	0.07532	0.01692
0.05644	0.05929	0.00286
0.05233	0.04327	0.00906
0.05001	0.02724	0.02277
0.04978	0.01122	0.03856
D máximo =		0.10662
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.33 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal IIP - Distribución Chegodayev**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL IIIIP	DISTRIBUCIÓN BLOM	
0.97201	0.98996	0.01795
0.95527	0.97390	0.01862
0.94660	0.95783	0.01123
0.94592	0.94177	0.00415
0.93239	0.92570	0.00669
0.92672	0.90964	0.01709
0.91982	0.89357	0.02624
0.89355	0.87751	0.01604
0.87087	0.86145	0.00942
0.87005	0.84538	0.02467
0.86887	0.82932	0.03955
0.85379	0.81325	0.04054
0.84846	0.79719	0.05127
0.81519	0.78112	0.03406
0.76767	0.76506	0.00261
0.75084	0.74900	0.00185
0.74869	0.73293	0.01576
0.74454	0.71687	0.02768
0.74252	0.70080	0.04171
0.73411	0.68474	0.04937
0.71966	0.66867	0.05098
0.64902	0.65261	0.00359
0.63818	0.63655	0.00163
0.63018	0.62048	0.00970
0.61483	0.60442	0.01041
0.60865	0.58835	0.02030
0.60292	0.57229	0.03063
0.59856	0.55622	0.04233
0.59627	0.54016	0.05610
0.58585	0.52410	0.06175
0.58350	0.50803	0.07547
0.51996	0.49197	0.02799
0.48535	0.47590	0.00945
0.47693	0.45984	0.01709
0.47242	0.44378	0.02864
0.44647	0.42771	0.01876
0.44238	0.41165	0.03073
0.38881	0.39558	0.00677
0.36921	0.37952	0.01031
0.36410	0.36345	0.00065
0.32842	0.34739	0.01897

0.30646	0.33133	0.02487
0.30443	0.31526	0.01083
0.28623	0.29920	0.01297
0.28087	0.28313	0.00227
0.18312	0.26707	0.08395
0.14498	0.25100	0.10602
0.14195	0.23494	0.09299
0.14165	0.21888	0.07723
0.14097	0.20281	0.06184
0.13580	0.18675	0.05095
0.13107	0.17068	0.03962
0.10900	0.15462	0.04562
0.09371	0.13855	0.04485
0.09116	0.12249	0.03133
0.08089	0.10643	0.02554
0.06980	0.09036	0.02056
0.05840	0.07430	0.01589
0.05644	0.05823	0.00179
0.05233	0.04217	0.01016
0.05001	0.02610	0.02391
0.04978	0.01004	0.03974
D máximo =		0.10602
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.34 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal IIP - Distribución Blom**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL IIIIP	DISTRIBUCIÓN TUKEY	
0.97201	0.98930	0.01730
0.95527	0.97326	0.01799
0.94660	0.95722	0.01062
0.94592	0.94118	0.00475
0.93239	0.92513	0.00726
0.92672	0.90909	0.01763
0.91982	0.89305	0.02677
0.89355	0.87701	0.01655
0.87087	0.86096	0.00990
0.87005	0.84492	0.02513
0.86887	0.82888	0.03999
0.85379	0.81283	0.04095
0.84846	0.79679	0.05167
0.81519	0.78075	0.03444
0.76767	0.76471	0.00297
0.75084	0.74866	0.00218
0.74869	0.73262	0.01607
0.74454	0.71658	0.02797
0.74252	0.70053	0.04198
0.73411	0.68449	0.04962
0.71966	0.66845	0.05121
0.64902	0.65241	0.00338
0.63818	0.63636	0.00182
0.63018	0.62032	0.00986
0.61483	0.60428	0.01055
0.60865	0.58824	0.02042
0.60292	0.57219	0.03073
0.59856	0.55615	0.04241
0.59627	0.54011	0.05616
0.58585	0.52406	0.06178
0.58350	0.50802	0.07548
0.51996	0.49198	0.02798
0.48535	0.47594	0.00942
0.47693	0.45989	0.01704
0.47242	0.44385	0.02857
0.44647	0.42781	0.01866
0.44238	0.41176	0.03062
0.38881	0.39572	0.00691
0.36921	0.37968	0.01047
0.36410	0.36364	0.00047
0.32842	0.34759	0.01917

0.30646	0.33155	0.02510
0.30443	0.31551	0.01108
0.28623	0.29947	0.01324
0.28087	0.28342	0.00256
0.18312	0.26738	0.08426
0.14498	0.25134	0.10635
0.14195	0.23529	0.09335
0.14165	0.21925	0.07760
0.14097	0.20321	0.06224
0.13580	0.18717	0.05137
0.13107	0.17112	0.04006
0.10900	0.15508	0.04608
0.09371	0.13904	0.04533
0.09116	0.12299	0.03183
0.08089	0.10695	0.02606
0.06980	0.09091	0.02111
0.05840	0.07487	0.01646
0.05644	0.05882	0.00238
0.05233	0.04278	0.00955
0.05001	0.02674	0.02327
0.04978	0.01070	0.03908
D máximo =		0.10635
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.35 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal IIP - Distribución Tukey**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL IIIIP	DISTRIBUCIÓN GRINGORTEN	
0.97201	0.99099	0.01898
0.95527	0.97489	0.01961
0.94660	0.95879	0.01219
0.94592	0.94269	0.00323
0.93239	0.92659	0.00580
0.92672	0.91050	0.01623
0.91982	0.89440	0.02542
0.89355	0.87830	0.01525
0.87087	0.86220	0.00866
0.87005	0.84610	0.02395
0.86887	0.83001	0.03886
0.85379	0.81391	0.03988
0.84846	0.79781	0.05065
0.81519	0.78171	0.03347
0.76767	0.76561	0.00206
0.75084	0.74952	0.00133
0.74869	0.73342	0.01527
0.74454	0.71732	0.02722
0.74252	0.70122	0.04129
0.73411	0.68513	0.04898
0.71966	0.66903	0.05063
0.64902	0.65293	0.00391
0.63818	0.63683	0.00135
0.63018	0.62073	0.00945
0.61483	0.60464	0.01019
0.60865	0.58854	0.02012
0.60292	0.57244	0.03048
0.59856	0.55634	0.04222
0.59627	0.54024	0.05602
0.58585	0.52415	0.06170
0.58350	0.50805	0.07545
0.51996	0.49195	0.02801
0.48535	0.47585	0.00950
0.47693	0.45976	0.01718
0.47242	0.44366	0.02876
0.44647	0.42756	0.01891
0.44238	0.41146	0.03092
0.38881	0.39536	0.00655
0.36921	0.37927	0.01006
0.36410	0.36317	0.00094
0.32842	0.34707	0.01865

0.30646	0.33097	0.02452
0.30443	0.31487	0.01044
0.28623	0.29878	0.01255
0.28087	0.28268	0.00181
0.18312	0.26658	0.08346
0.14498	0.25048	0.10550
0.14195	0.23439	0.09244
0.14165	0.21829	0.07664
0.14097	0.20219	0.06122
0.13580	0.18609	0.05029
0.13107	0.16999	0.03893
0.10900	0.15390	0.04490
0.09371	0.13780	0.04409
0.09116	0.12170	0.03054
0.08089	0.10560	0.02471
0.06980	0.08950	0.01970
0.05840	0.07341	0.01500
0.05644	0.05731	0.00087
0.05233	0.04121	0.01112
0.05001	0.02511	0.02490
0.04978	0.00901	0.04076
D máximo =		0.10550
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.36 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogNormal IIP - Distribución Gringorten**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GAMMA IIP	DISTRIBUCIÓN CALIFORNIA	
0.92347	0.98387	0.06040
0.85184	0.96774	0.11590
0.81404	0.95161	0.13757
0.81108	0.93548	0.12440
0.75330	0.91935	0.16605
0.72978	0.90323	0.17345
0.70177	0.88710	0.18533
0.60258	0.87097	0.26839
0.52658	0.85484	0.32825
0.52402	0.83871	0.31469
0.52032	0.82258	0.30226
0.47507	0.80645	0.33138
0.45995	0.79032	0.33037
0.37490	0.77419	0.39930
0.27794	0.75806	0.48013
0.24942	0.74194	0.49252
0.24596	0.72581	0.47985
0.23943	0.70968	0.47025
0.23629	0.69355	0.45726
0.22366	0.67742	0.45376
0.20334	0.66129	0.45795
0.12541	0.64516	0.51976
0.11609	0.62903	0.51294
0.10960	0.61290	0.50330
0.09799	0.59677	0.49878
0.09363	0.58065	0.48702
0.08972	0.56452	0.47479
0.08684	0.54839	0.46154
0.08536	0.53226	0.44690
0.07889	0.51613	0.43724
0.07748	0.50000	0.42252
0.04663	0.48387	0.43724
0.03461	0.46774	0.43314
0.03210	0.45161	0.41952
0.03081	0.43548	0.40467
0.02419	0.41935	0.39516
0.02326	0.40323	0.37997
0.01344	0.38710	0.37365
0.01080	0.37097	0.36016
0.01019	0.35484	0.34465
0.00659	0.33871	0.33212

0.00492	0.32258	0.31766
0.00478	0.30645	0.30167
0.00368	0.29032	0.28664
0.00340	0.27419	0.27079
0.00053	0.25806	0.25753
0.00018	0.24194	0.24175
0.00016	0.22581	0.22564
0.00016	0.20968	0.20951
0.00016	0.19355	0.19339
0.00013	0.17742	0.17729
0.00011	0.16129	0.16118
0.00004	0.14516	0.14512
0.00002	0.12903	0.12901
0.00002	0.11290	0.11289
0.00001	0.09677	0.09677
0.00000	0.08065	0.08064
0.00000	0.06452	0.06451
0.00000	0.04839	0.04839
0.00000	0.03226	0.03226
0.00000	0.01613	0.01613
0.00000	0.00000	0.00000
D máximo =		0.51976
d=		0.17272
D<d		NO

**Tabla 7.37 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gamma IIP - Distribución California**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GAMMA IIP	DISTRIBUCIÓN HAZEN	
0.92347	0.99194	0.06847
0.85184	0.97581	0.12397
0.81404	0.95968	0.14564
0.81108	0.94355	0.13247
0.75330	0.92742	0.17411
0.72978	0.91129	0.18151
0.70177	0.89516	0.19339
0.60258	0.87903	0.27645
0.52658	0.86290	0.33632
0.52402	0.84677	0.32275
0.52032	0.83065	0.31033
0.47507	0.81452	0.33945
0.45995	0.79839	0.33844
0.37490	0.78226	0.40736
0.27794	0.76613	0.48819
0.24942	0.75000	0.50058
0.24596	0.73387	0.48791
0.23943	0.71774	0.47831
0.23629	0.70161	0.46533
0.22366	0.68548	0.46182
0.20334	0.66935	0.46602
0.12541	0.65323	0.52782
0.11609	0.63710	0.52101
0.10960	0.62097	0.51137
0.09799	0.60484	0.50685
0.09363	0.58871	0.49508
0.08972	0.57258	0.48286
0.08684	0.55645	0.46961
0.08536	0.54032	0.45496
0.07889	0.52419	0.44531
0.07748	0.50806	0.43058
0.04663	0.49194	0.44530
0.03461	0.47581	0.44120
0.03210	0.45968	0.42758
0.03081	0.44355	0.41274
0.02419	0.42742	0.40323
0.02326	0.41129	0.38803
0.01344	0.39516	0.38172
0.01080	0.37903	0.36823
0.01019	0.36290	0.35272
0.00659	0.34677	0.34018

0.00492	0.33065	0.32573
0.00478	0.31452	0.30973
0.00368	0.29839	0.29470
0.00340	0.28226	0.27886
0.00053	0.26613	0.26560
0.00018	0.25000	0.24982
0.00016	0.23387	0.23371
0.00016	0.21774	0.21758
0.00016	0.20161	0.20145
0.00013	0.18548	0.18535
0.00011	0.16935	0.16924
0.00004	0.15323	0.15318
0.00002	0.13710	0.13708
0.00002	0.12097	0.12095
0.00001	0.10484	0.10483
0.00000	0.08871	0.08871
0.00000	0.07258	0.07258
0.00000	0.05645	0.05645
0.00000	0.04032	0.04032
0.00000	0.02419	0.02419
0.00000	0.00806	0.00806
D máximo =		0.52782
d=		0.17272
D<d		NO

**Tabla 7.38 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gamma IIP - Distribución Hazen**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GAMMA IIP	DISTRIBUCIÓN WEIBULL	
0.92347	0.98413	0.06066
0.85184	0.96825	0.11642
0.81404	0.95238	0.13834
0.81108	0.93651	0.12543
0.75330	0.92063	0.16733
0.72978	0.90476	0.17499
0.70177	0.88889	0.18712
0.60258	0.87302	0.27043
0.52658	0.85714	0.33056
0.52402	0.84127	0.31725
0.52032	0.82540	0.30508
0.47507	0.80952	0.33446
0.45995	0.79365	0.33370
0.37490	0.77778	0.40288
0.27794	0.76190	0.48397
0.24942	0.74603	0.49662
0.24596	0.73016	0.48420
0.23943	0.71429	0.47486
0.23629	0.69841	0.46213
0.22366	0.68254	0.45888
0.20334	0.66667	0.46333
0.12541	0.65079	0.52539
0.11609	0.63492	0.51883
0.10960	0.61905	0.50945
0.09799	0.60317	0.50518
0.09363	0.58730	0.49367
0.08972	0.57143	0.48171
0.08684	0.55556	0.46871
0.08536	0.53968	0.45432
0.07889	0.52381	0.44492
0.07748	0.50794	0.43045
0.04663	0.49206	0.44543
0.03461	0.47619	0.44158
0.03210	0.46032	0.42822
0.03081	0.44444	0.41363
0.02419	0.42857	0.40438
0.02326	0.41270	0.38944
0.01344	0.39683	0.38338
0.01080	0.38095	0.37015
0.01019	0.36508	0.35489
0.00659	0.34921	0.34262

0.00492	0.33333	0.32841
0.00478	0.31746	0.31268
0.00368	0.30159	0.29790
0.00340	0.28571	0.28232
0.00053	0.26984	0.26931
0.00018	0.25397	0.25379
0.00016	0.23810	0.23793
0.00016	0.22222	0.22206
0.00016	0.20635	0.20619
0.00013	0.19048	0.19034
0.00011	0.17460	0.17449
0.00004	0.15873	0.15869
0.00002	0.14286	0.14284
0.00002	0.12698	0.12697
0.00001	0.11111	0.11110
0.00000	0.09524	0.09523
0.00000	0.07937	0.07936
0.00000	0.06349	0.06349
0.00000	0.04762	0.04762
0.00000	0.03175	0.03175
0.00000	0.01587	0.01587
D máximo =		0.52539
d=		0.17272
D<d		NO

**Tabla 7.39 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gamma IIP - Distribución Weibull**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GAMMA IIP	DISTRIBUCIÓN CHEGODAYEV	
0.92347	0.98878	0.06531
0.85184	0.97276	0.12092
0.81404	0.95673	0.14269
0.81108	0.94071	0.12963
0.75330	0.92468	0.17138
0.72978	0.90865	0.17888
0.70177	0.89263	0.19086
0.60258	0.87660	0.27402
0.52658	0.86058	0.33399
0.52402	0.84455	0.32053
0.52032	0.82853	0.30821
0.47507	0.81250	0.33743
0.45995	0.79647	0.33653
0.37490	0.78045	0.40555
0.27794	0.76442	0.48648
0.24942	0.74840	0.49898
0.24596	0.73237	0.48641
0.23943	0.71635	0.47692
0.23629	0.70032	0.46403
0.22366	0.68429	0.46064
0.20334	0.66827	0.46493
0.12541	0.65224	0.52684
0.11609	0.63622	0.52013
0.10960	0.62019	0.51059
0.09799	0.60417	0.50617
0.09363	0.58814	0.49451
0.08972	0.57212	0.48239
0.08684	0.55609	0.46925
0.08536	0.54006	0.45470
0.07889	0.52404	0.44515
0.07748	0.50801	0.43053
0.04663	0.49199	0.44536
0.03461	0.47596	0.44136
0.03210	0.45994	0.42784
0.03081	0.44391	0.41310
0.02419	0.42788	0.40369
0.02326	0.41186	0.38860
0.01344	0.39583	0.38239
0.01080	0.37981	0.36900
0.01019	0.36378	0.35360
0.00659	0.34776	0.34117

0.00492	0.33173	0.32681
0.00478	0.31571	0.31092
0.00368	0.29968	0.29600
0.00340	0.28365	0.28026
0.00053	0.26763	0.26710
0.00018	0.25160	0.25142
0.00016	0.23558	0.23541
0.00016	0.21955	0.21939
0.00016	0.20353	0.20337
0.00013	0.18750	0.18737
0.00011	0.17147	0.17136
0.00004	0.15545	0.15540
0.00002	0.13942	0.13940
0.00002	0.12340	0.12338
0.00001	0.10737	0.10736
0.00000	0.09135	0.09134
0.00000	0.07532	0.07532
0.00000	0.05929	0.05929
0.00000	0.04327	0.04327
0.00000	0.02724	0.02724
0.00000	0.01122	0.01122
D máximo =		0.52684
d=		0.17272
D<d		NO

**Tabla 7.40 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gamma IIP - Distribución Chegodayev**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GAMMA IIP	DISTRIBUCIÓN BLOM	
0.92347	0.98996	0.06649
0.85184	0.97390	0.12206
0.81404	0.95783	0.14379
0.81108	0.94177	0.13069
0.75330	0.92570	0.17240
0.72978	0.90964	0.17986
0.70177	0.89357	0.19181
0.60258	0.87751	0.27493
0.52658	0.86145	0.33486
0.52402	0.84538	0.32136
0.52032	0.82932	0.30900
0.47507	0.81325	0.33819
0.45995	0.79719	0.33724
0.37490	0.78112	0.40623
0.27794	0.76506	0.48712
0.24942	0.74900	0.49958
0.24596	0.73293	0.48697
0.23943	0.71687	0.47744
0.23629	0.70080	0.46452
0.22366	0.68474	0.46108
0.20334	0.66867	0.46534
0.12541	0.65261	0.52720
0.11609	0.63655	0.52046
0.10960	0.62048	0.51088
0.09799	0.60442	0.50642
0.09363	0.58835	0.49472
0.08972	0.57229	0.48257
0.08684	0.55622	0.46938
0.08536	0.54016	0.45480
0.07889	0.52410	0.44521
0.07748	0.50803	0.43055
0.04663	0.49197	0.44534
0.03461	0.47590	0.44130
0.03210	0.45984	0.42774
0.03081	0.44378	0.41297
0.02419	0.42771	0.40352
0.02326	0.41165	0.38839
0.01344	0.39558	0.38214
0.01080	0.37952	0.36871
0.01019	0.36345	0.35327
0.00659	0.34739	0.34080

0.00492	0.33133	0.32641
0.00478	0.31526	0.31048
0.00368	0.29920	0.29551
0.00340	0.28313	0.27973
0.00053	0.26707	0.26654
0.00018	0.25100	0.25082
0.00016	0.23494	0.23478
0.00016	0.21888	0.21871
0.00016	0.20281	0.20265
0.00013	0.18675	0.18661
0.00011	0.17068	0.17057
0.00004	0.15462	0.15457
0.00002	0.13855	0.13853
0.00002	0.12249	0.12247
0.00001	0.10643	0.10642
0.00000	0.09036	0.09036
0.00000	0.07430	0.07430
0.00000	0.05823	0.05823
0.00000	0.04217	0.04217
0.00000	0.02610	0.02610
0.00000	0.01004	0.01004
D máximo =		0.52720
d=		0.17272
D<d		NO

**Tabla 7.41 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gamma IIP - Distribución Blom**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GAMMA IIP	DISTRIBUCIÓN TUKEY	
0.92347	0.98930	0.06584
0.85184	0.97326	0.12142
0.81404	0.95722	0.14318
0.81108	0.94118	0.13010
0.75330	0.92513	0.17183
0.72978	0.90909	0.17932
0.70177	0.89305	0.19128
0.60258	0.87701	0.27442
0.52658	0.86096	0.33438
0.52402	0.84492	0.32090
0.52032	0.82888	0.30856
0.47507	0.81283	0.33777
0.45995	0.79679	0.33684
0.37490	0.78075	0.40585
0.27794	0.76471	0.48677
0.24942	0.74866	0.49925
0.24596	0.73262	0.48666
0.23943	0.71658	0.47715
0.23629	0.70053	0.46425
0.22366	0.68449	0.46083
0.20334	0.66845	0.46511
0.12541	0.65241	0.52700
0.11609	0.63636	0.52028
0.10960	0.62032	0.51072
0.09799	0.60428	0.50629
0.09363	0.58824	0.49461
0.08972	0.57219	0.48247
0.08684	0.55615	0.46931
0.08536	0.54011	0.45475
0.07889	0.52406	0.44518
0.07748	0.50802	0.43054
0.04663	0.49198	0.44535
0.03461	0.47594	0.44133
0.03210	0.45989	0.42780
0.03081	0.44385	0.41304
0.02419	0.42781	0.40362
0.02326	0.41176	0.38851
0.01344	0.39572	0.38228
0.01080	0.37968	0.36888
0.01019	0.36364	0.35345
0.00659	0.34759	0.34100

0.00492	0.33155	0.32663
0.00478	0.31551	0.31073
0.00368	0.29947	0.29578
0.00340	0.28342	0.28002
0.00053	0.26738	0.26685
0.00018	0.25134	0.25116
0.00016	0.23529	0.23513
0.00016	0.21925	0.21909
0.00016	0.20321	0.20305
0.00013	0.18717	0.18703
0.00011	0.17112	0.17101
0.00004	0.15508	0.15504
0.00002	0.13904	0.13902
0.00002	0.12299	0.12298
0.00001	0.10695	0.10694
0.00000	0.09091	0.09091
0.00000	0.07487	0.07487
0.00000	0.05882	0.05882
0.00000	0.04278	0.04278
0.00000	0.02674	0.02674
0.00000	0.01070	0.01069
D máximo =		0.52700
d=		0.17272
D<d		NO

**Tabla 7.42 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gamma IIP - Distribución Tukey**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GAMMA IIP	DISTRIBUCIÓN GRINGORTEN	
0.92347	0.99099	0.06752
0.85184	0.97489	0.12305
0.81404	0.95879	0.14475
0.81108	0.94269	0.13161
0.75330	0.92659	0.17329
0.72978	0.91050	0.18072
0.70177	0.89440	0.19263
0.60258	0.87830	0.27572
0.52658	0.86220	0.33562
0.52402	0.84610	0.32208
0.52032	0.83001	0.30969
0.47507	0.81391	0.33884
0.45995	0.79781	0.33786
0.37490	0.78171	0.40682
0.27794	0.76561	0.48768
0.24942	0.74952	0.50010
0.24596	0.73342	0.48746
0.23943	0.71732	0.47789
0.23629	0.70122	0.46494
0.22366	0.68513	0.46147
0.20334	0.66903	0.46569
0.12541	0.65293	0.52752
0.11609	0.63683	0.52074
0.10960	0.62073	0.51113
0.09799	0.60464	0.50664
0.09363	0.58854	0.49491
0.08972	0.57244	0.48272
0.08684	0.55634	0.46950
0.08536	0.54024	0.45488
0.07889	0.52415	0.44526
0.07748	0.50805	0.43056
0.04663	0.49195	0.44532
0.03461	0.47585	0.44125
0.03210	0.45976	0.42766
0.03081	0.44366	0.41285
0.02419	0.42756	0.40337
0.02326	0.41146	0.38820
0.01344	0.39536	0.38192
0.01080	0.37927	0.36846
0.01019	0.36317	0.35298
0.00659	0.34707	0.34048

0.00492	0.33097	0.32605
0.00478	0.31487	0.31009
0.00368	0.29878	0.29509
0.00340	0.28268	0.27928
0.00053	0.26658	0.26605
0.00018	0.25048	0.25030
0.00016	0.23439	0.23422
0.00016	0.21829	0.21812
0.00016	0.20219	0.20203
0.00013	0.18609	0.18596
0.00011	0.16999	0.16988
0.00004	0.15390	0.15385
0.00002	0.13780	0.13778
0.00002	0.12170	0.12168
0.00001	0.10560	0.10559
0.00000	0.08950	0.08950
0.00000	0.07341	0.07341
0.00000	0.05731	0.05731
0.00000	0.04121	0.04121
0.00000	0.02511	0.02511
0.00000	0.00901	0.00901
D máximo =		0.52752
d=		0.17272
D<d		NO

**Tabla 7.43 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gamma IIP - Distribución Gringorten**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN PEARSON III	DISTRIBUCIÓN CALIFORNIA	
0.99116	0.98387	0.00729
0.98011	0.96774	0.01237
0.97341	0.95161	0.02180
0.97286	0.93548	0.03738
0.96141	0.91935	0.04206
0.95634	0.90323	0.05312
0.94999	0.88710	0.06290
0.92450	0.87097	0.05353
0.90134	0.85484	0.04650
0.90050	0.83871	0.06179
0.89927	0.82258	0.07669
0.88349	0.80645	0.07704
0.87788	0.79032	0.08756
0.84249	0.77419	0.06829
0.79176	0.75806	0.03370
0.77389	0.74194	0.03196
0.77161	0.72581	0.04580
0.76723	0.70968	0.05755
0.76508	0.69355	0.07154
0.75622	0.67742	0.07880
0.74105	0.66129	0.07976
0.66834	0.64516	0.02318
0.65741	0.62903	0.02838
0.64940	0.61290	0.03649
0.63410	0.59677	0.03733
0.62799	0.58065	0.04735
0.62234	0.56452	0.05782
0.61805	0.54839	0.06966
0.61580	0.53226	0.08354
0.60562	0.51613	0.08949
0.60333	0.50000	0.10333
0.54263	0.48387	0.05876
0.51053	0.46774	0.04278
0.50281	0.45161	0.05120
0.49868	0.43548	0.06320
0.47517	0.41935	0.05582
0.47149	0.40323	0.06827
0.42402	0.38710	0.03693
0.40695	0.37097	0.03598
0.40252	0.35484	0.04769
0.37186	0.33871	0.03315

0.35317	0.32258	0.03058
0.35145	0.30645	0.04500
0.33605	0.29032	0.04573
0.33153	0.27419	0.05734
0.24930	0.25806	0.00876
0.21664	0.24194	0.02530
0.21400	0.22581	0.01181
0.21373	0.20968	0.00406
0.21314	0.19355	0.01959
0.20862	0.17742	0.03120
0.20446	0.16129	0.04317
0.18473	0.14516	0.03957
0.17061	0.12903	0.04157
0.16821	0.11290	0.05531
0.15837	0.09677	0.06159
0.14739	0.08065	0.06675
0.13560	0.06452	0.07108
0.13350	0.04839	0.08511
0.12904	0.03226	0.09678
0.12647	0.01613	0.11034
0.12621	0.00000	0.12621
D máximo =		0.12621
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.44 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Pearson III - Distribución California**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN PEARSON III	DISTRIBUCIÓN HAZEN	
0.99116	0.99194	0.00077
0.98011	0.97581	0.00430
0.97341	0.95968	0.01373
0.97286	0.94355	0.02931
0.96141	0.92742	0.03399
0.95634	0.91129	0.04505
0.94999	0.89516	0.05483
0.92450	0.87903	0.04547
0.90134	0.86290	0.03844
0.90050	0.84677	0.05373
0.89927	0.83065	0.06863
0.88349	0.81452	0.06898
0.87788	0.79839	0.07949
0.84249	0.78226	0.06023
0.79176	0.76613	0.02563
0.77389	0.75000	0.02389
0.77161	0.73387	0.03774
0.76723	0.71774	0.04949
0.76508	0.70161	0.06347
0.75622	0.68548	0.07073
0.74105	0.66935	0.07169
0.66834	0.65323	0.01511
0.65741	0.63710	0.02031
0.64940	0.62097	0.02843
0.63410	0.60484	0.02926
0.62799	0.58871	0.03929
0.62234	0.57258	0.04976
0.61805	0.55645	0.06160
0.61580	0.54032	0.07548
0.60562	0.52419	0.08142
0.60333	0.50806	0.09526
0.54263	0.49194	0.05070
0.51053	0.47581	0.03472
0.50281	0.45968	0.04313
0.49868	0.44355	0.05513
0.47517	0.42742	0.04775
0.47149	0.41129	0.06020
0.42402	0.39516	0.02886
0.40695	0.37903	0.02792
0.40252	0.36290	0.03962
0.37186	0.34677	0.02508

0.35317	0.33065	0.02252
0.35145	0.31452	0.03693
0.33605	0.29839	0.03767
0.33153	0.28226	0.04927
0.24930	0.26613	0.01682
0.21664	0.25000	0.03336
0.21400	0.23387	0.01987
0.21373	0.21774	0.00401
0.21314	0.20161	0.01153
0.20862	0.18548	0.02314
0.20446	0.16935	0.03511
0.18473	0.15323	0.03150
0.17061	0.13710	0.03351
0.16821	0.12097	0.04724
0.15837	0.10484	0.05353
0.14739	0.08871	0.05868
0.13560	0.07258	0.06302
0.13350	0.05645	0.07705
0.12904	0.04032	0.08871
0.12647	0.02419	0.10227
0.12621	0.00806	0.11814
D máximo =		0.11814
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.45 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Pearson III - Distribución Hazen**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN PEARSON III	DISTRIBUCIÓN WEIBULL	
0.99116	0.98413	0.00703
0.98011	0.96825	0.01185
0.97341	0.95238	0.02103
0.97286	0.93651	0.03635
0.96141	0.92063	0.04078
0.95634	0.90476	0.05158
0.94999	0.88889	0.06110
0.92450	0.87302	0.05149
0.90134	0.85714	0.04420
0.90050	0.84127	0.05923
0.89927	0.82540	0.07387
0.88349	0.80952	0.07397
0.87788	0.79365	0.08423
0.84249	0.77778	0.06471
0.79176	0.76190	0.02986
0.77389	0.74603	0.02786
0.77161	0.73016	0.04145
0.76723	0.71429	0.05294
0.76508	0.69841	0.06667
0.75622	0.68254	0.07368
0.74105	0.66667	0.07438
0.66834	0.65079	0.01754
0.65741	0.63492	0.02249
0.64940	0.61905	0.03035
0.63410	0.60317	0.03093
0.62799	0.58730	0.04069
0.62234	0.57143	0.05091
0.61805	0.55556	0.06250
0.61580	0.53968	0.07612
0.60562	0.52381	0.08181
0.60333	0.50794	0.09539
0.54263	0.49206	0.05057
0.51053	0.47619	0.03433
0.50281	0.46032	0.04249
0.49868	0.44444	0.05424
0.47517	0.42857	0.04660
0.47149	0.41270	0.05879
0.42402	0.39683	0.02720
0.40695	0.38095	0.02600
0.40252	0.36508	0.03744
0.37186	0.34921	0.02265

0.35317	0.33333	0.01983
0.35145	0.31746	0.03399
0.33605	0.30159	0.03447
0.33153	0.28571	0.04582
0.24930	0.26984	0.02054
0.21664	0.25397	0.03733
0.21400	0.23810	0.02410
0.21373	0.22222	0.00849
0.21314	0.20635	0.00679
0.20862	0.19048	0.01815
0.20446	0.17460	0.02986
0.18473	0.15873	0.02600
0.17061	0.14286	0.02775
0.16821	0.12698	0.04122
0.15837	0.11111	0.04726
0.14739	0.09524	0.05215
0.13560	0.07937	0.05623
0.13350	0.06349	0.07001
0.12904	0.04762	0.08142
0.12647	0.03175	0.09472
0.12621	0.01587	0.11033
D máximo =		0.11033
d=		0.17272
D<d		SI

Tabla 7.46 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación

Distribución Pearson III - Distribución Weibull

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN PEARSON III	DISTRIBUCIÓN CHEGODAYEV	
0.99116	0.98878	0.00238
0.98011	0.97276	0.00735
0.97341	0.95673	0.01668
0.97286	0.94071	0.03215
0.96141	0.92468	0.03673
0.95634	0.90865	0.04769
0.94999	0.89263	0.05736
0.92450	0.87660	0.04790
0.90134	0.86058	0.04077
0.90050	0.84455	0.05595
0.89927	0.82853	0.07075
0.88349	0.81250	0.07099
0.87788	0.79647	0.08140
0.84249	0.78045	0.06204
0.79176	0.76442	0.02734
0.77389	0.74840	0.02550
0.77161	0.73237	0.03924
0.76723	0.71635	0.05088
0.76508	0.70032	0.06476
0.75622	0.68429	0.07192
0.74105	0.66827	0.07278
0.66834	0.65224	0.01609
0.65741	0.63622	0.02119
0.64940	0.62019	0.02920
0.63410	0.60417	0.02994
0.62799	0.58814	0.03985
0.62234	0.57212	0.05022
0.61805	0.55609	0.06196
0.61580	0.54006	0.07574
0.60562	0.52404	0.08158
0.60333	0.50801	0.09532
0.54263	0.49199	0.05065
0.51053	0.47596	0.03456
0.50281	0.45994	0.04287
0.49868	0.44391	0.05477
0.47517	0.42788	0.04729
0.47149	0.41186	0.05963
0.42402	0.39583	0.02819
0.40695	0.37981	0.02714
0.40252	0.36378	0.03874
0.37186	0.34776	0.02410

0.35317	0.33173	0.02143
0.35145	0.31571	0.03574
0.33605	0.29968	0.03637
0.33153	0.28365	0.04788
0.24930	0.26763	0.01832
0.21664	0.25160	0.03497
0.21400	0.23558	0.02158
0.21373	0.21955	0.00582
0.21314	0.20353	0.00962
0.20862	0.18750	0.02112
0.20446	0.17147	0.03299
0.18473	0.15545	0.02928
0.17061	0.13942	0.03118
0.16821	0.12340	0.04481
0.15837	0.10737	0.05100
0.14739	0.09135	0.05604
0.13560	0.07532	0.06028
0.13350	0.05929	0.07420
0.12904	0.04327	0.08577
0.12647	0.02724	0.09922
0.12621	0.01122	0.11499
D máximo =		0.11499
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.47 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Pearson III - Distribución Chegodayev**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN PEARSON III	DISTRIBUCIÓN BLOM	
0.99116	0.98996	0.00120
0.98011	0.97390	0.00621
0.97341	0.95783	0.01558
0.97286	0.94177	0.03109
0.96141	0.92570	0.03571
0.95634	0.90964	0.04670
0.94999	0.89357	0.05642
0.92450	0.87751	0.04699
0.90134	0.86145	0.03990
0.90050	0.84538	0.05512
0.89927	0.82932	0.06995
0.88349	0.81325	0.07024
0.87788	0.79719	0.08069
0.84249	0.78112	0.06136
0.79176	0.76506	0.02670
0.77389	0.74900	0.02490
0.77161	0.73293	0.03868
0.76723	0.71687	0.05036
0.76508	0.70080	0.06428
0.75622	0.68474	0.07148
0.74105	0.66867	0.07237
0.66834	0.65261	0.01573
0.65741	0.63655	0.02086
0.64940	0.62048	0.02891
0.63410	0.60442	0.02969
0.62799	0.58835	0.03964
0.62234	0.57229	0.05005
0.61805	0.55622	0.06183
0.61580	0.54016	0.07564
0.60562	0.52410	0.08152
0.60333	0.50803	0.09530
0.54263	0.49197	0.05067
0.51053	0.47590	0.03462
0.50281	0.45984	0.04297
0.49868	0.44378	0.05491
0.47517	0.42771	0.04746
0.47149	0.41165	0.05985
0.42402	0.39558	0.02844
0.40695	0.37952	0.02743
0.40252	0.36345	0.03907
0.37186	0.34739	0.02447

0.35317	0.33133	0.02184
0.35145	0.31526	0.03619
0.33605	0.29920	0.03686
0.33153	0.28313	0.04840
0.24930	0.26707	0.01776
0.21664	0.25100	0.03437
0.21400	0.23494	0.02094
0.21373	0.21888	0.00514
0.21314	0.20281	0.01033
0.20862	0.18675	0.02188
0.20446	0.17068	0.03378
0.18473	0.15462	0.03011
0.17061	0.13855	0.03205
0.16821	0.12249	0.04572
0.15837	0.10643	0.05194
0.14739	0.09036	0.05703
0.13560	0.07430	0.06130
0.13350	0.05823	0.07527
0.12904	0.04217	0.08687
0.12647	0.02610	0.10036
0.12621	0.01004	0.11617
D máximo =		0.11617
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.48 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Pearson III - Distribución Blom**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN PEARSON III	DISTRIBUCIÓN TUKEY	
0.99116	0.98930	0.00186
0.98011	0.97326	0.00685
0.97341	0.95722	0.01619
0.97286	0.94118	0.03168
0.96141	0.92513	0.03628
0.95634	0.90909	0.04725
0.94999	0.89305	0.05694
0.92450	0.87701	0.04750
0.90134	0.86096	0.04038
0.90050	0.84492	0.05558
0.89927	0.82888	0.07039
0.88349	0.81283	0.07066
0.87788	0.79679	0.08109
0.84249	0.78075	0.06174
0.79176	0.76471	0.02706
0.77389	0.74866	0.02523
0.77161	0.73262	0.03899
0.76723	0.71658	0.05065
0.76508	0.70053	0.06455
0.75622	0.68449	0.07173
0.74105	0.66845	0.07260
0.66834	0.65241	0.01593
0.65741	0.63636	0.02105
0.64940	0.62032	0.02907
0.63410	0.60428	0.02983
0.62799	0.58824	0.03976
0.62234	0.57219	0.05015
0.61805	0.55615	0.06190
0.61580	0.54011	0.07569
0.60562	0.52406	0.08155
0.60333	0.50802	0.09531
0.54263	0.49198	0.05066
0.51053	0.47594	0.03459
0.50281	0.45989	0.04292
0.49868	0.44385	0.05483
0.47517	0.42781	0.04736
0.47149	0.41176	0.05973
0.42402	0.39572	0.02830
0.40695	0.37968	0.02727
0.40252	0.36364	0.03889

0.37186	0.34759	0.02426
0.35317	0.33155	0.02161
0.35145	0.31551	0.03594
0.33605	0.29947	0.03659
0.33153	0.28342	0.04811
0.24930	0.26738	0.01807
0.21664	0.25134	0.03470
0.21400	0.23529	0.02130
0.21373	0.21925	0.00552
0.21314	0.20321	0.00993
0.20862	0.18717	0.02146
0.20446	0.17112	0.03334
0.18473	0.15508	0.02965
0.17061	0.13904	0.03157
0.16821	0.12299	0.04521
0.15837	0.10695	0.05142
0.14739	0.09091	0.05648
0.13560	0.07487	0.06073
0.13350	0.05882	0.07468
0.12904	0.04278	0.08625
0.12647	0.02674	0.09973
0.12621	0.01070	0.11551
D máximo =		0.11551
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.49 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Pearson III - Distribución Tukey**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN PEARSON III	DISTRIBUCIÓN GRINGORTEN	
0.99116	0.99099	0.00018
0.98011	0.97489	0.00522
0.97341	0.95879	0.01462
0.97286	0.94269	0.03017
0.96141	0.92659	0.03482
0.95634	0.91050	0.04585
0.94999	0.89440	0.05559
0.92450	0.87830	0.04620
0.90134	0.86220	0.03914
0.90050	0.84610	0.05440
0.89927	0.83001	0.06926
0.88349	0.81391	0.06958
0.87788	0.79781	0.08007
0.84249	0.78171	0.06077
0.79176	0.76561	0.02615
0.77389	0.74952	0.02438
0.77161	0.73342	0.03819
0.76723	0.71732	0.04991
0.76508	0.70122	0.06386
0.75622	0.68513	0.07109
0.74105	0.66903	0.07202
0.66834	0.65293	0.01541
0.65741	0.63683	0.02058
0.64940	0.62073	0.02866
0.63410	0.60464	0.02947
0.62799	0.58854	0.03946
0.62234	0.57244	0.04990
0.61805	0.55634	0.06171
0.61580	0.54024	0.07556
0.60562	0.52415	0.08147
0.60333	0.50805	0.09528
0.54263	0.49195	0.05068
0.51053	0.47585	0.03467
0.50281	0.45976	0.04305
0.49868	0.44366	0.05502
0.47517	0.42756	0.04761
0.47149	0.41146	0.06003
0.42402	0.39536	0.02866
0.40695	0.37927	0.02768
0.40252	0.36317	0.03936
0.37186	0.34707	0.02479

0.35317	0.33097	0.02219
0.35145	0.31487	0.03658
0.33605	0.29878	0.03728
0.33153	0.28268	0.04885
0.24930	0.26658	0.01728
0.21664	0.25048	0.03385
0.21400	0.23439	0.02039
0.21373	0.21829	0.00455
0.21314	0.20219	0.01095
0.20862	0.18609	0.02253
0.20446	0.16999	0.03447
0.18473	0.15390	0.03083
0.17061	0.13780	0.03281
0.16821	0.12170	0.04651
0.15837	0.10560	0.05277
0.14739	0.08950	0.05789
0.13560	0.07341	0.06219
0.13350	0.05731	0.07619
0.12904	0.04121	0.08783
0.12647	0.02511	0.10135
0.12621	0.00901	0.11719
D máximo =		0.11719
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.50 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Pearson III - Distribución Gringorten**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON III	DISTRIBUCIÓN CALIFORNIA	
0.93193	0.98387	0.05194
0.91566	0.96774	0.05208
0.90817	0.95161	0.04344
0.90760	0.93548	0.02788
0.89675	0.91935	0.02260
0.89242	0.90323	0.01081
0.88727	0.88710	0.00017
0.86868	0.87097	0.00229
0.85346	0.85484	0.00138
0.85292	0.83871	0.01421
0.85214	0.82258	0.02956
0.84232	0.80645	0.03587
0.83889	0.79032	0.04857
0.81772	0.77419	0.04353
0.78782	0.75806	0.02976
0.77720	0.74194	0.03527
0.77584	0.72581	0.05003
0.77321	0.70968	0.06354
0.77193	0.69355	0.07838
0.76659	0.67742	0.08917
0.75736	0.66129	0.09607
0.71099	0.64516	0.06582
0.70363	0.62903	0.07460
0.69815	0.61290	0.08525
0.68751	0.59677	0.09074
0.68319	0.58065	0.10254
0.67914	0.56452	0.11463
0.67605	0.54839	0.12766
0.67442	0.53226	0.14216
0.66695	0.51613	0.15082
0.66525	0.50000	0.16525
0.61734	0.48387	0.13347
0.58939	0.46774	0.12165
0.58236	0.45161	0.13075
0.57855	0.43548	0.14306
0.55607	0.41935	0.13671
0.55243	0.40323	0.14920
0.50214	0.38710	0.11505
0.48237	0.37097	0.11140
0.47708	0.35484	0.12225
0.43846	0.33871	0.09975

0.41305	0.32258	0.09047
0.41064	0.30645	0.10419
0.38842	0.29032	0.09810
0.38169	0.27419	0.10749
0.23996	0.25806	0.01810
0.17322	0.24194	0.06871
0.16763	0.22581	0.05818
0.16707	0.20968	0.04261
0.16581	0.19355	0.02774
0.15616	0.17742	0.02126
0.14724	0.16129	0.01405
0.10482	0.14516	0.04034
0.07532	0.12903	0.05371
0.07049	0.11290	0.04242
0.05149	0.09677	0.04528
0.03258	0.08065	0.04806
0.01626	0.06452	0.04826
0.01390	0.04839	0.03448
0.00951	0.03226	0.02275
0.00738	0.01613	0.00875
0.00718	0.00000	0.00718
D máximo =		0.16525
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.51 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogPearson III - Distribución California**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON III	DISTRIBUCIÓN HAZEN	
0.93193	0.99194	0.06000
0.91566	0.97581	0.06015
0.90817	0.95968	0.05151
0.90760	0.94355	0.03595
0.89675	0.92742	0.03067
0.89242	0.91129	0.01887
0.88727	0.89516	0.00789
0.86868	0.87903	0.01036
0.85346	0.86290	0.00945
0.85292	0.84677	0.00615
0.85214	0.83065	0.02150
0.84232	0.81452	0.02781
0.83889	0.79839	0.04050
0.81772	0.78226	0.03546
0.78782	0.76613	0.02169
0.77720	0.75000	0.02720
0.77584	0.73387	0.04197
0.77321	0.71774	0.05547
0.77193	0.70161	0.07031
0.76659	0.68548	0.08110
0.75736	0.66935	0.08800
0.71099	0.65323	0.05776
0.70363	0.63710	0.06653
0.69815	0.62097	0.07719
0.68751	0.60484	0.08267
0.68319	0.58871	0.09448
0.67914	0.57258	0.10656
0.67605	0.55645	0.11960
0.67442	0.54032	0.13409
0.66695	0.52419	0.14275
0.66525	0.50806	0.15718
0.61734	0.49194	0.12541
0.58939	0.47581	0.11359
0.58236	0.45968	0.12268
0.57855	0.44355	0.13500
0.55607	0.42742	0.12865
0.55243	0.41129	0.14114
0.50214	0.39516	0.10698
0.48237	0.37903	0.10334
0.47708	0.36290	0.11418
0.43846	0.34677	0.09168

0.41305	0.33065	0.08241
0.41064	0.31452	0.09613
0.38842	0.29839	0.09004
0.38169	0.28226	0.09943
0.23996	0.26613	0.02617
0.17322	0.25000	0.07678
0.16763	0.23387	0.06625
0.16707	0.21774	0.05068
0.16581	0.20161	0.03581
0.15616	0.18548	0.02932
0.14724	0.16935	0.02211
0.10482	0.15323	0.04841
0.07532	0.13710	0.06178
0.07049	0.12097	0.05048
0.05149	0.10484	0.05335
0.03258	0.08871	0.05613
0.01626	0.07258	0.05632
0.01390	0.05645	0.04255
0.00951	0.04032	0.03081
0.00738	0.02419	0.01681
0.00718	0.00806	0.00088
D máximo =		0.15718
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.52 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogPearson III - Distribución Hazen**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON III	DISTRIBUCIÓN WEIBULL	
0.93193	0.98413	0.05219
0.91566	0.96825	0.05260
0.90817	0.95238	0.04421
0.90760	0.93651	0.02891
0.89675	0.92063	0.02388
0.89242	0.90476	0.01234
0.88727	0.88889	0.00162
0.86868	0.87302	0.00434
0.85346	0.85714	0.00368
0.85292	0.84127	0.01165
0.85214	0.82540	0.02675
0.84232	0.80952	0.03280
0.83889	0.79365	0.04524
0.81772	0.77778	0.03994
0.78782	0.76190	0.02592
0.77720	0.74603	0.03117
0.77584	0.73016	0.04568
0.77321	0.71429	0.05893
0.77193	0.69841	0.07351
0.76659	0.68254	0.08405
0.75736	0.66667	0.09069
0.71099	0.65079	0.06019
0.70363	0.63492	0.06871
0.69815	0.61905	0.07911
0.68751	0.60317	0.08434
0.68319	0.58730	0.09589
0.67914	0.57143	0.10771
0.67605	0.55556	0.12049
0.67442	0.53968	0.13473
0.66695	0.52381	0.14314
0.66525	0.50794	0.15731
0.61734	0.49206	0.12528
0.58939	0.47619	0.11320
0.58236	0.46032	0.12204
0.57855	0.44444	0.13410
0.55607	0.42857	0.12749
0.55243	0.41270	0.13973
0.50214	0.39683	0.10532
0.48237	0.38095	0.10142
0.47708	0.36508	0.11201
0.43846	0.34921	0.08925

0.41305	0.33333	0.07972
0.41064	0.31746	0.09318
0.38842	0.30159	0.08684
0.38169	0.28571	0.09597
0.23996	0.26984	0.02988
0.17322	0.25397	0.08074
0.16763	0.23810	0.07047
0.16707	0.22222	0.05516
0.16581	0.20635	0.04054
0.15616	0.19048	0.03431
0.14724	0.17460	0.02736
0.10482	0.15873	0.05391
0.07532	0.14286	0.06754
0.07049	0.12698	0.05650
0.05149	0.11111	0.05962
0.03258	0.09524	0.06265
0.01626	0.07937	0.06310
0.01390	0.06349	0.04959
0.00951	0.04762	0.03811
0.00738	0.03175	0.02436
0.00718	0.01587	0.00869
D máximo =		0.15731
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.53 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogPearson III - Distribución Weibull**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON III	DISTRIBUCIÓN CHEGODAYEV	
0.93193	0.98878	0.05685
0.91566	0.97276	0.05710
0.90817	0.95673	0.04856
0.90760	0.94071	0.03310
0.89675	0.92468	0.02793
0.89242	0.90865	0.01624
0.88727	0.89263	0.00536
0.86868	0.87660	0.00793
0.85346	0.86058	0.00712
0.85292	0.84455	0.00837
0.85214	0.82853	0.02362
0.84232	0.81250	0.02982
0.83889	0.79647	0.04241
0.81772	0.78045	0.03727
0.78782	0.76442	0.02340
0.77720	0.74840	0.02881
0.77584	0.73237	0.04347
0.77321	0.71635	0.05687
0.77193	0.70032	0.07161
0.76659	0.68429	0.08229
0.75736	0.66827	0.08909
0.71099	0.65224	0.05874
0.70363	0.63622	0.06741
0.69815	0.62019	0.07796
0.68751	0.60417	0.08335
0.68319	0.58814	0.09505
0.67914	0.57212	0.10703
0.67605	0.55609	0.11996
0.67442	0.54006	0.13435
0.66695	0.52404	0.14291
0.66525	0.50801	0.15723
0.61734	0.49199	0.12536
0.58939	0.47596	0.11343
0.58236	0.45994	0.12243
0.57855	0.44391	0.13464
0.55607	0.42788	0.12818
0.55243	0.41186	0.14057
0.50214	0.39583	0.10631
0.48237	0.37981	0.10256
0.47708	0.36378	0.11330
0.43846	0.34776	0.09070

0.41305	0.33173	0.08132
0.41064	0.31571	0.09494
0.38842	0.29968	0.08875
0.38169	0.28365	0.09803
0.23996	0.26763	0.02766
0.17322	0.25160	0.07838
0.16763	0.23558	0.06795
0.16707	0.21955	0.05249
0.16581	0.20353	0.03772
0.15616	0.18750	0.03134
0.14724	0.17147	0.02423
0.10482	0.15545	0.05063
0.07532	0.13942	0.06410
0.07049	0.12340	0.05291
0.05149	0.10737	0.05588
0.03258	0.09135	0.05876
0.01626	0.07532	0.05906
0.01390	0.05929	0.04539
0.00951	0.04327	0.03376
0.00738	0.02724	0.01986
0.00718	0.01122	0.00404
D máximo =		0.15723
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.54 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogPearson III - Distribución Chegodayev**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON III	DISTRIBUCIÓN BLOM	
0.93193	0.98996	0.05803
0.91566	0.97390	0.05824
0.90817	0.95783	0.04966
0.90760	0.94177	0.03417
0.89675	0.92570	0.02895
0.89242	0.90964	0.01722
0.88727	0.89357	0.00630
0.86868	0.87751	0.00883
0.85346	0.86145	0.00799
0.85292	0.84538	0.00754
0.85214	0.82932	0.02283
0.84232	0.81325	0.02907
0.83889	0.79719	0.04170
0.81772	0.78112	0.03659
0.78782	0.76506	0.02276
0.77720	0.74900	0.02821
0.77584	0.73293	0.04291
0.77321	0.71687	0.05635
0.77193	0.70080	0.07112
0.76659	0.68474	0.08185
0.75736	0.66867	0.08868
0.71099	0.65261	0.05838
0.70363	0.63655	0.06708
0.69815	0.62048	0.07767
0.68751	0.60442	0.08309
0.68319	0.58835	0.09483
0.67914	0.57229	0.10685
0.67605	0.55622	0.11982
0.67442	0.54016	0.13426
0.66695	0.52410	0.14285
0.66525	0.50803	0.15722
0.61734	0.49197	0.12538
0.58939	0.47590	0.11349
0.58236	0.45984	0.12252
0.57855	0.44378	0.13477
0.55607	0.42771	0.12836
0.55243	0.41165	0.14078
0.50214	0.39558	0.10656
0.48237	0.37952	0.10285
0.47708	0.36345	0.11363
0.43846	0.34739	0.09107

0.41305	0.33133	0.08173
0.41064	0.31526	0.09538
0.38842	0.29920	0.08923
0.38169	0.28313	0.09856
0.23996	0.26707	0.02710
0.17322	0.25100	0.07778
0.16763	0.23494	0.06731
0.16707	0.21888	0.05181
0.16581	0.20281	0.03700
0.15616	0.18675	0.03059
0.14724	0.17068	0.02344
0.10482	0.15462	0.04980
0.07532	0.13855	0.06324
0.07049	0.12249	0.05200
0.05149	0.10643	0.05493
0.03258	0.09036	0.05778
0.01626	0.07430	0.05804
0.01390	0.05823	0.04433
0.00951	0.04217	0.03266
0.00738	0.02610	0.01872
0.00718	0.01004	0.00286
D máximo =		0.15722
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.55 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogPearson III - Distribución Blom**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON III	DISTRIBUCIÓN TUKEY	
0.93193	0.98930	0.05737
0.91566	0.97326	0.05760
0.90817	0.95722	0.04905
0.90760	0.94118	0.03357
0.89675	0.92513	0.02838
0.89242	0.90909	0.01667
0.88727	0.89305	0.00578
0.86868	0.87701	0.00833
0.85346	0.86096	0.00750
0.85292	0.84492	0.00800
0.85214	0.82888	0.02327
0.84232	0.81283	0.02949
0.83889	0.79679	0.04210
0.81772	0.78075	0.03697
0.78782	0.76471	0.02312
0.77720	0.74866	0.02854
0.77584	0.73262	0.04322
0.77321	0.71658	0.05664
0.77193	0.70053	0.07139
0.76659	0.68449	0.08209
0.75736	0.66845	0.08891
0.71099	0.65241	0.05858
0.70363	0.63636	0.06726
0.69815	0.62032	0.07783
0.68751	0.60428	0.08323
0.68319	0.58824	0.09495
0.67914	0.57219	0.10695
0.67605	0.55615	0.11990
0.67442	0.54011	0.13431
0.66695	0.52406	0.14288
0.66525	0.50802	0.15723
0.61734	0.49198	0.12537
0.58939	0.47594	0.11346
0.58236	0.45989	0.12247
0.57855	0.44385	0.13470
0.55607	0.42781	0.12826
0.55243	0.41176	0.14066
0.50214	0.39572	0.10642
0.48237	0.37968	0.10269
0.47708	0.36364	0.11345
0.43846	0.34759	0.09086

0.41305	0.33155	0.08150
0.41064	0.31551	0.09514
0.38842	0.29947	0.08896
0.38169	0.28342	0.09827
0.23996	0.26738	0.02742
0.17322	0.25134	0.07811
0.16763	0.23529	0.06767
0.16707	0.21925	0.05219
0.16581	0.20321	0.03740
0.15616	0.18717	0.03100
0.14724	0.17112	0.02388
0.10482	0.15508	0.05026
0.07532	0.13904	0.06372
0.07049	0.12299	0.05251
0.05149	0.10695	0.05546
0.03258	0.09091	0.05832
0.01626	0.07487	0.05861
0.01390	0.05882	0.04492
0.00951	0.04278	0.03327
0.00738	0.02674	0.01936
0.00718	0.01070	0.00351
D máximo =		0.15723
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.56 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogPearson III - Distribución Tukey**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON III	DISTRIBUCIÓN GRINGORTEN	
0.93193	0.99099	0.05905
0.91566	0.97489	0.05923
0.90817	0.95879	0.05062
0.90760	0.94269	0.03509
0.89675	0.92659	0.02984
0.89242	0.91050	0.01808
0.88727	0.89440	0.00713
0.86868	0.87830	0.00962
0.85346	0.86220	0.00874
0.85292	0.84610	0.00682
0.85214	0.83001	0.02214
0.84232	0.81391	0.02841
0.83889	0.79781	0.04108
0.81772	0.78171	0.03601
0.78782	0.76561	0.02221
0.77720	0.74952	0.02769
0.77584	0.73342	0.04242
0.77321	0.71732	0.05589
0.77193	0.70122	0.07070
0.76659	0.68513	0.08146
0.75736	0.66903	0.08833
0.71099	0.65293	0.05806
0.70363	0.63683	0.06680
0.69815	0.62073	0.07742
0.68751	0.60464	0.08288
0.68319	0.58854	0.09465
0.67914	0.57244	0.10670
0.67605	0.55634	0.11971
0.67442	0.54024	0.13417
0.66695	0.52415	0.14280
0.66525	0.50805	0.15720
0.61734	0.49195	0.12539
0.58939	0.47585	0.11354
0.58236	0.45976	0.12261
0.57855	0.44366	0.13489
0.55607	0.42756	0.12851
0.55243	0.41146	0.14097
0.50214	0.39536	0.10678
0.48237	0.37927	0.10310
0.47708	0.36317	0.11392
0.43846	0.34707	0.09139

0.41305	0.33097	0.08208
0.41064	0.31487	0.09577
0.38842	0.29878	0.08965
0.38169	0.28268	0.09901
0.23996	0.26658	0.02662
0.17322	0.25048	0.07726
0.16763	0.23439	0.06676
0.16707	0.21829	0.05122
0.16581	0.20219	0.03638
0.15616	0.18609	0.02993
0.14724	0.16999	0.02275
0.10482	0.15390	0.04908
0.07532	0.13780	0.06248
0.07049	0.12170	0.05121
0.05149	0.10560	0.05411
0.03258	0.08950	0.05692
0.01626	0.07341	0.05715
0.01390	0.05731	0.04341
0.00951	0.04121	0.03170
0.00738	0.02511	0.01773
0.00718	0.00901	0.00183
D máximo =		0.15720
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.57 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogPearson III - Distribución Gringorten**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GUMBEL	DISTRIBUCIÓN CALIFORNIA	
0.97527	0.98387	0.00860
0.95673	0.96774	0.01101
0.94683	0.95161	0.00479
0.94604	0.93548	0.01056
0.93034	0.91935	0.01099
0.92371	0.90323	0.02049
0.91561	0.88710	0.02851
0.88468	0.87097	0.01371
0.85800	0.85484	0.00317
0.85705	0.83871	0.01834
0.85566	0.82258	0.03308
0.83803	0.80645	0.03158
0.83183	0.79032	0.04150
0.79339	0.77419	0.01920
0.73967	0.75806	0.01840
0.72100	0.74194	0.02094
0.71862	0.72581	0.00719
0.71406	0.70968	0.00438
0.71183	0.69355	0.01828
0.70262	0.67742	0.02520
0.68692	0.66129	0.02563
0.61226	0.64516	0.03290
0.60111	0.62903	0.02792
0.59295	0.61290	0.01996
0.57738	0.59677	0.01939
0.57118	0.58065	0.00947
0.56543	0.56452	0.00092
0.56108	0.54839	0.01269
0.55880	0.53226	0.02654
0.54847	0.51613	0.03234
0.54615	0.50000	0.04615
0.48486	0.48387	0.00099
0.45262	0.46774	0.01513
0.44488	0.45161	0.00673
0.44075	0.43548	0.00527
0.41727	0.41935	0.00209
0.41360	0.40323	0.01037
0.36648	0.38710	0.02062
0.34963	0.37097	0.02134
0.34528	0.35484	0.00956
0.31522	0.33871	0.02349

0.29702	0.32258	0.02556
0.29535	0.30645	0.01110
0.28044	0.29032	0.00988
0.27608	0.27419	0.00188
0.19809	0.25806	0.05998
0.16801	0.24194	0.07392
0.16561	0.22581	0.06019
0.16537	0.20968	0.04430
0.16484	0.19355	0.02871
0.16074	0.17742	0.01668
0.15698	0.16129	0.00431
0.13931	0.14516	0.00585
0.12686	0.12903	0.00217
0.12476	0.11290	0.01186
0.11621	0.09677	0.01943
0.10678	0.08065	0.02613
0.09678	0.06452	0.03226
0.09502	0.04839	0.04663
0.09129	0.03226	0.05903
0.08915	0.01613	0.07302
0.08893	0.00000	0.08893
D máximo =		0.08893
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.58 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gumbel - Distribución California**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GUMBEL	DISTRIBUCIÓN WEIBULL	
0.97527	0.98413	0.00886
0.95673	0.96825	0.01152
0.94683	0.95238	0.00556
0.94604	0.93651	0.00953
0.93034	0.92063	0.00971
0.92371	0.90476	0.01895
0.91561	0.88889	0.02672
0.88468	0.87302	0.01166
0.85800	0.85714	0.00086
0.85705	0.84127	0.01578
0.85566	0.82540	0.03027
0.83803	0.80952	0.02851
0.83183	0.79365	0.03818
0.79339	0.77778	0.01561
0.73967	0.76190	0.02224
0.72100	0.74603	0.02504
0.71862	0.73016	0.01154
0.71406	0.71429	0.00023
0.71183	0.69841	0.01341
0.70262	0.68254	0.02008
0.68692	0.66667	0.02025
0.61226	0.65079	0.03853
0.60111	0.63492	0.03381
0.59295	0.61905	0.02610
0.57738	0.60317	0.02579
0.57118	0.58730	0.01613
0.56543	0.57143	0.00600
0.56108	0.55556	0.00552
0.55880	0.53968	0.01911
0.54847	0.52381	0.02466
0.54615	0.50794	0.03821
0.48486	0.49206	0.00720
0.45262	0.47619	0.02358
0.44488	0.46032	0.01543
0.44075	0.44444	0.00369
0.41727	0.42857	0.01131
0.41360	0.41270	0.00090
0.36648	0.39683	0.03035
0.34963	0.38095	0.03132
0.34528	0.36508	0.01980
0.31522	0.34921	0.03399

0.29702	0.33333	0.03632
0.29535	0.31746	0.02211
0.28044	0.30159	0.02115
0.27608	0.28571	0.00964
0.19809	0.26984	0.07175
0.16801	0.25397	0.08595
0.16561	0.23810	0.07248
0.16537	0.22222	0.05685
0.16484	0.20635	0.04151
0.16074	0.19048	0.02974
0.15698	0.17460	0.01762
0.13931	0.15873	0.01942
0.12686	0.14286	0.01600
0.12476	0.12698	0.00222
0.11621	0.11111	0.00510
0.10678	0.09524	0.01154
0.09678	0.07937	0.01741
0.09502	0.06349	0.03153
0.09129	0.04762	0.04367
0.08915	0.03175	0.05740
0.08893	0.01587	0.07306
D máximo =		0.08595
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.59 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gumbel - Distribución Weibull**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GUMBEL	DISTRIBUCIÓN CHEGODAYEV	
0.97527	0.98878	0.01351
0.95673	0.97276	0.01602
0.94683	0.95673	0.00991
0.94604	0.94071	0.00534
0.93034	0.92468	0.00566
0.92371	0.90865	0.01506
0.91561	0.89263	0.02298
0.88468	0.87660	0.00808
0.85800	0.86058	0.00257
0.85705	0.84455	0.01250
0.85566	0.82853	0.02714
0.83803	0.81250	0.02553
0.83183	0.79647	0.03535
0.79339	0.78045	0.01294
0.73967	0.76442	0.02476
0.72100	0.74840	0.02740
0.71862	0.73237	0.01375
0.71406	0.71635	0.00229
0.71183	0.70032	0.01151
0.70262	0.68429	0.01833
0.68692	0.66827	0.01865
0.61226	0.65224	0.03998
0.60111	0.63622	0.03510
0.59295	0.62019	0.02725
0.57738	0.60417	0.02678
0.57118	0.58814	0.01696
0.56543	0.57212	0.00668
0.56108	0.55609	0.00499
0.55880	0.54006	0.01873
0.54847	0.52404	0.02443
0.54615	0.50801	0.03814
0.48486	0.49199	0.00712
0.45262	0.47596	0.02335
0.44488	0.45994	0.01505
0.44075	0.44391	0.00316
0.41727	0.42788	0.01062
0.41360	0.41186	0.00174
0.36648	0.39583	0.02935
0.34963	0.37981	0.03018
0.34528	0.36378	0.01850
0.31522	0.34776	0.03254

0.29702	0.33173	0.03471
0.29535	0.31571	0.02035
0.28044	0.29968	0.01924
0.27608	0.28365	0.00758
0.19809	0.26763	0.06954
0.16801	0.25160	0.08359
0.16561	0.23558	0.06996
0.16537	0.21955	0.05418
0.16484	0.20353	0.03869
0.16074	0.18750	0.02676
0.15698	0.17147	0.01449
0.13931	0.15545	0.01614
0.12686	0.13942	0.01256
0.12476	0.12340	0.00137
0.11621	0.10737	0.00884
0.10678	0.09135	0.01543
0.09678	0.07532	0.02146
0.09502	0.05929	0.03572
0.09129	0.04327	0.04802
0.08915	0.02724	0.06191
0.08893	0.01122	0.07771
D máximo =		0.08359
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.60 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gumbel - Distribución Chegodayev**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GUMBEL	DISTRIBUCIÓN BLOM	
0.97527	0.98996	0.01469
0.95673	0.97390	0.01716
0.94683	0.95783	0.01101
0.94604	0.94177	0.00427
0.93034	0.92570	0.00464
0.92371	0.90964	0.01407
0.91561	0.89357	0.02204
0.88468	0.87751	0.00717
0.85800	0.86145	0.00344
0.85705	0.84538	0.01167
0.85566	0.82932	0.02635
0.83803	0.81325	0.02478
0.83183	0.79719	0.03464
0.79339	0.78112	0.01227
0.73967	0.76506	0.02539
0.72100	0.74900	0.02800
0.71862	0.73293	0.01431
0.71406	0.71687	0.00281
0.71183	0.70080	0.01102
0.70262	0.68474	0.01788
0.68692	0.66867	0.01824
0.61226	0.65261	0.04035
0.60111	0.63655	0.03543
0.59295	0.62048	0.02754
0.57738	0.60442	0.02703
0.57118	0.58835	0.01718
0.56543	0.57229	0.00686
0.56108	0.55622	0.00486
0.55880	0.54016	0.01864
0.54847	0.52410	0.02437
0.54615	0.50803	0.03812
0.48486	0.49197	0.00710
0.45262	0.47590	0.02329
0.44488	0.45984	0.01496
0.44075	0.44378	0.00302
0.41727	0.42771	0.01045
0.41360	0.41165	0.00195
0.36648	0.39558	0.02910
0.34963	0.37952	0.02989
0.34528	0.36345	0.01818
0.31522	0.34739	0.03217

0.29702	0.33133	0.03431
0.29535	0.31526	0.01991
0.28044	0.29920	0.01876
0.27608	0.28313	0.00705
0.19809	0.26707	0.06898
0.16801	0.25100	0.08299
0.16561	0.23494	0.06933
0.16537	0.21888	0.05350
0.16484	0.20281	0.03797
0.16074	0.18675	0.02601
0.15698	0.17068	0.01370
0.13931	0.15462	0.01531
0.12686	0.13855	0.01170
0.12476	0.12249	0.00227
0.11621	0.10643	0.00978
0.10678	0.09036	0.01641
0.09678	0.07430	0.02248
0.09502	0.05823	0.03678
0.09129	0.04217	0.04912
0.08915	0.02610	0.06304
0.08893	0.01004	0.07889
D máximo =		0.08299
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.61 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gumbel - Distribución Blom**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GUMBEL	DISTRIBUCIÓN TUKEY	
0.97527	0.98930	0.01404
0.95673	0.97326	0.01653
0.94683	0.95722	0.01039
0.94604	0.94118	0.00486
0.93034	0.92513	0.00521
0.92371	0.90909	0.01462
0.91561	0.89305	0.02256
0.88468	0.87701	0.00768
0.85800	0.86096	0.00296
0.85705	0.84492	0.01213
0.85566	0.82888	0.02679
0.83803	0.81283	0.02520
0.83183	0.79679	0.03504
0.79339	0.78075	0.01264
0.73967	0.76471	0.02504
0.72100	0.74866	0.02767
0.71862	0.73262	0.01400
0.71406	0.71658	0.00252
0.71183	0.70053	0.01129
0.70262	0.68449	0.01813
0.68692	0.66845	0.01847
0.61226	0.65241	0.04015
0.60111	0.63636	0.03525
0.59295	0.62032	0.02738
0.57738	0.60428	0.02689
0.57118	0.58824	0.01706
0.56543	0.57219	0.00676
0.56108	0.55615	0.00493
0.55880	0.54011	0.01869
0.54847	0.52406	0.02441
0.54615	0.50802	0.03813
0.48486	0.49198	0.00712
0.45262	0.47594	0.02332
0.44488	0.45989	0.01501
0.44075	0.44385	0.00310
0.41727	0.42781	0.01054
0.41360	0.41176	0.00183
0.36648	0.39572	0.02924
0.34963	0.37968	0.03005
0.34528	0.36364	0.01836
0.31522	0.34759	0.03238

0.29702	0.33155	0.03453
0.29535	0.31551	0.02016
0.28044	0.29947	0.01902
0.27608	0.28342	0.00734
0.19809	0.26738	0.06929
0.16801	0.25134	0.08332
0.16561	0.23529	0.06968
0.16537	0.21925	0.05388
0.16484	0.20321	0.03837
0.16074	0.18717	0.02643
0.15698	0.17112	0.01414
0.13931	0.15508	0.01577
0.12686	0.13904	0.01218
0.12476	0.12299	0.00177
0.11621	0.10695	0.00926
0.10678	0.09091	0.01587
0.09678	0.07487	0.02191
0.09502	0.05882	0.03619
0.09129	0.04278	0.04851
0.08915	0.02674	0.06241
0.08893	0.01070	0.07824
D máximo =		0.08332
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.62 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gumbel - Distribución Tukey**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN GUMBEL	DISTRIBUCIÓN GRINGORTEN	
0.97527	0.99099	0.01572
0.95673	0.97489	0.01815
0.94683	0.95879	0.01196
0.94604	0.94269	0.00335
0.93034	0.92659	0.00375
0.92371	0.91050	0.01322
0.91561	0.89440	0.02121
0.88468	0.87830	0.00638
0.85800	0.86220	0.00420
0.85705	0.84610	0.01095
0.85566	0.83001	0.02566
0.83803	0.81391	0.02412
0.83183	0.79781	0.03402
0.79339	0.78171	0.01168
0.73967	0.76561	0.02595
0.72100	0.74952	0.02852
0.71862	0.73342	0.01480
0.71406	0.71732	0.00326
0.71183	0.70122	0.01060
0.70262	0.68513	0.01750
0.68692	0.66903	0.01789
0.61226	0.65293	0.04067
0.60111	0.63683	0.03572
0.59295	0.62073	0.02779
0.57738	0.60464	0.02725
0.57118	0.58854	0.01736
0.56543	0.57244	0.00701
0.56108	0.55634	0.00474
0.55880	0.54024	0.01855
0.54847	0.52415	0.02432
0.54615	0.50805	0.03810
0.48486	0.49195	0.00709
0.45262	0.47585	0.02324
0.44488	0.45976	0.01487
0.44075	0.44366	0.00290
0.41727	0.42756	0.01029
0.41360	0.41146	0.00214
0.36648	0.39536	0.02889
0.34963	0.37927	0.02963
0.34528	0.36317	0.01789
0.31522	0.34707	0.03185

0.29702	0.33097	0.03396
0.29535	0.31487	0.01952
0.28044	0.29878	0.01834
0.27608	0.28268	0.00660
0.19809	0.26658	0.06849
0.16801	0.25048	0.08247
0.16561	0.23439	0.06877
0.16537	0.21829	0.05291
0.16484	0.20219	0.03735
0.16074	0.18609	0.02535
0.15698	0.16999	0.01301
0.13931	0.15390	0.01458
0.12686	0.13780	0.01094
0.12476	0.12170	0.00306
0.11621	0.10560	0.01061
0.10678	0.08950	0.01727
0.09678	0.07341	0.02337
0.09502	0.05731	0.03771
0.09129	0.04121	0.05008
0.08915	0.02511	0.06404
0.08893	0.00901	0.07992
D máximo =		0.08247
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.63 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución Gumbel - Distribución Gringorten**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL	DISTRIBUCIÓN CALIFORNIA	
0.91201	0.98387	0.07186
0.89698	0.96774	0.07076
0.89021	0.95161	0.06141
0.88969	0.93548	0.04579
0.87999	0.91935	0.03936
0.87615	0.90323	0.02708
0.87160	0.88710	0.01550
0.85531	0.87097	0.01566
0.84208	0.85484	0.01276
0.84162	0.83871	0.00291
0.84094	0.82258	0.01836
0.83244	0.80645	0.02599
0.82948	0.79032	0.03915
0.81121	0.77419	0.03701
0.78539	0.75806	0.02733
0.77620	0.74194	0.03426
0.77502	0.72581	0.04921
0.77274	0.70968	0.06307
0.77163	0.69355	0.07808
0.76699	0.67742	0.08957
0.75896	0.66129	0.09767
0.71830	0.64516	0.07314
0.71178	0.62903	0.08275
0.70692	0.61290	0.09402
0.69744	0.59677	0.10067
0.69358	0.58065	0.11293
0.68996	0.56452	0.12544
0.68718	0.54839	0.13880
0.68572	0.53226	0.15346
0.67900	0.51613	0.16287
0.67747	0.50000	0.17747
0.63376	0.48387	0.14989
0.60776	0.46774	0.14002
0.60115	0.45161	0.14954
0.59756	0.43548	0.16208
0.57623	0.41935	0.15688
0.57276	0.40323	0.16953
0.52394	0.38710	0.13685
0.50435	0.37097	0.13339
0.49908	0.35484	0.14424
0.46002	0.33871	0.12131

0.43385	0.32258	0.11126
0.43134	0.30645	0.12489
0.40810	0.29032	0.11777
0.40099	0.27419	0.12679
0.24539	0.25806	0.01267
0.16909	0.24194	0.07284
0.16267	0.22581	0.06314
0.16202	0.20968	0.04765
0.16058	0.19355	0.03297
0.14952	0.17742	0.02790
0.13931	0.16129	0.02198
0.09140	0.14516	0.05376
0.05946	0.12903	0.06957
0.05442	0.11290	0.05848
0.03544	0.09677	0.06133
0.01846	0.08065	0.06218
0.00649	0.06452	0.05803
0.00508	0.04839	0.04330
0.00278	0.03226	0.02948
0.00184	0.01613	0.01428
0.00176	0.00000	0.00176
D máximo =		0.17747
d=		0.17272
D<d		NO

**Tabla 7.64 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogGumbel - Distribución California**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL	DISTRIBUCIÓN HAZEN	
0.91201	0.99194	0.07993
0.89698	0.97581	0.07882
0.89021	0.95968	0.06947
0.88969	0.94355	0.05385
0.87999	0.92742	0.04743
0.87615	0.91129	0.03514
0.87160	0.89516	0.02356
0.85531	0.87903	0.02373
0.84208	0.86290	0.02082
0.84162	0.84677	0.00516
0.84094	0.83065	0.01030
0.83244	0.81452	0.01793
0.82948	0.79839	0.03109
0.81121	0.78226	0.02895
0.78539	0.76613	0.01926
0.77620	0.75000	0.02620
0.77502	0.73387	0.04115
0.77274	0.71774	0.05500
0.77163	0.70161	0.07001
0.76699	0.68548	0.08151
0.75896	0.66935	0.08961
0.71830	0.65323	0.06507
0.71178	0.63710	0.07469
0.70692	0.62097	0.08595
0.69744	0.60484	0.09260
0.69358	0.58871	0.10487
0.68996	0.57258	0.11738
0.68718	0.55645	0.13073
0.68572	0.54032	0.14539
0.67900	0.52419	0.15480
0.67747	0.50806	0.16940
0.63376	0.49194	0.14183
0.60776	0.47581	0.13195
0.60115	0.45968	0.14148
0.59756	0.44355	0.15401
0.57623	0.42742	0.14881
0.57276	0.41129	0.16146
0.52394	0.39516	0.12878
0.50435	0.37903	0.12532
0.49908	0.36290	0.13618
0.46002	0.34677	0.11325

0.43385	0.33065	0.10320
0.43134	0.31452	0.11683
0.40810	0.29839	0.10971
0.40099	0.28226	0.11873
0.24539	0.26613	0.02074
0.16909	0.25000	0.08091
0.16267	0.23387	0.07121
0.16202	0.21774	0.05572
0.16058	0.20161	0.04103
0.14952	0.18548	0.03596
0.13931	0.16935	0.03004
0.09140	0.15323	0.06182
0.05946	0.13710	0.07764
0.05442	0.12097	0.06654
0.03544	0.10484	0.06940
0.01846	0.08871	0.07025
0.00649	0.07258	0.06609
0.00508	0.05645	0.05137
0.00278	0.04032	0.03754
0.00184	0.02419	0.02235
0.00176	0.00806	0.00630
D máximo =		0.16940
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.65 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogGumbel - Distribución Hazen**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL	DISTRIBUCIÓN WEIBULL	
0.91201	0.98413	0.07212
0.89698	0.96825	0.07127
0.89021	0.95238	0.06217
0.88969	0.93651	0.04681
0.87999	0.92063	0.04064
0.87615	0.90476	0.02861
0.87160	0.88889	0.01729
0.85531	0.87302	0.01771
0.84208	0.85714	0.01506
0.84162	0.84127	0.00035
0.84094	0.82540	0.01555
0.83244	0.80952	0.02292
0.82948	0.79365	0.03583
0.81121	0.77778	0.03343
0.78539	0.76190	0.02349
0.77620	0.74603	0.03017
0.77502	0.73016	0.04486
0.77274	0.71429	0.05846
0.77163	0.69841	0.07321
0.76699	0.68254	0.08445
0.75896	0.66667	0.09230
0.71830	0.65079	0.06750
0.71178	0.63492	0.07686
0.70692	0.61905	0.08787
0.69744	0.60317	0.09427
0.69358	0.58730	0.10628
0.68996	0.57143	0.11853
0.68718	0.55556	0.13163
0.68572	0.53968	0.14603
0.67900	0.52381	0.15519
0.67747	0.50794	0.16953
0.63376	0.49206	0.14170
0.60776	0.47619	0.13157
0.60115	0.46032	0.14084
0.59756	0.44444	0.15312
0.57623	0.42857	0.14766
0.57276	0.41270	0.16006
0.52394	0.39683	0.12712
0.50435	0.38095	0.12340
0.49908	0.36508	0.13400
0.46002	0.34921	0.11082

0.43385	0.33333	0.10051
0.43134	0.31746	0.11388
0.40810	0.30159	0.10651
0.40099	0.28571	0.11527
0.24539	0.26984	0.02445
0.16909	0.25397	0.08488
0.16267	0.23810	0.07543
0.16202	0.22222	0.06020
0.16058	0.20635	0.04577
0.14952	0.19048	0.04096
0.13931	0.17460	0.03529
0.09140	0.15873	0.06733
0.05946	0.14286	0.08340
0.05442	0.12698	0.07256
0.03544	0.11111	0.07567
0.01846	0.09524	0.07678
0.00649	0.07937	0.07288
0.00508	0.06349	0.05841
0.00278	0.04762	0.04484
0.00184	0.03175	0.02990
0.00176	0.01587	0.01411
D máximo =		0.16953
d=		0.17272
D<d		SI

Tabla 7.66 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación

Distribución LogGumbel - Distribución Weibull

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL	DISTRIBUCIÓN CHEGODAYEV	
0.91201	0.98878	0.07677
0.89698	0.97276	0.07577
0.89021	0.95673	0.06652
0.88969	0.94071	0.05101
0.87999	0.92468	0.04469
0.87615	0.90865	0.03251
0.87160	0.89263	0.02103
0.85531	0.87660	0.02130
0.84208	0.86058	0.01850
0.84162	0.84455	0.00293
0.84094	0.82853	0.01242
0.83244	0.81250	0.01994
0.82948	0.79647	0.03300
0.81121	0.78045	0.03076
0.78539	0.76442	0.02097
0.77620	0.74840	0.02780
0.77502	0.73237	0.04265
0.77274	0.71635	0.05640
0.77163	0.70032	0.07131
0.76699	0.68429	0.08270
0.75896	0.66827	0.09070
0.71830	0.65224	0.06605
0.71178	0.63622	0.07556
0.70692	0.62019	0.08673
0.69744	0.60417	0.09328
0.69358	0.58814	0.10544
0.68996	0.57212	0.11784
0.68718	0.55609	0.13109
0.68572	0.54006	0.14565
0.67900	0.52404	0.15496
0.67747	0.50801	0.16945
0.63376	0.49199	0.14177
0.60776	0.47596	0.13180
0.60115	0.45994	0.14122
0.59756	0.44391	0.15365
0.57623	0.42788	0.14835
0.57276	0.41186	0.16090
0.52394	0.39583	0.12811
0.50435	0.37981	0.12455
0.49908	0.36378	0.13530
0.46002	0.34776	0.11227

0.43385	0.33173	0.10211
0.43134	0.31571	0.11564
0.40810	0.29968	0.10842
0.40099	0.28365	0.11733
0.24539	0.26763	0.02224
0.16909	0.25160	0.08251
0.16267	0.23558	0.07291
0.16202	0.21955	0.05753
0.16058	0.20353	0.04295
0.14952	0.18750	0.03798
0.13931	0.17147	0.03216
0.09140	0.15545	0.06405
0.05946	0.13942	0.07996
0.05442	0.12340	0.06897
0.03544	0.10737	0.07193
0.01846	0.09135	0.07289
0.00649	0.07532	0.06883
0.00508	0.05929	0.05421
0.00278	0.04327	0.04049
0.00184	0.02724	0.02540
0.00176	0.01122	0.00945
D máximo =		0.16945
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.67 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogGumbel - Distribución Chegodayev**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL	DISTRIBUCIÓN BLOM	
0.91201	0.98996	0.07795
0.89698	0.97390	0.07691
0.89021	0.95783	0.06762
0.88969	0.94177	0.05207
0.87999	0.92570	0.04571
0.87615	0.90964	0.03349
0.87160	0.89357	0.02198
0.85531	0.87751	0.02220
0.84208	0.86145	0.01936
0.84162	0.84538	0.00376
0.84094	0.82932	0.01163
0.83244	0.81325	0.01919
0.82948	0.79719	0.03229
0.81121	0.78112	0.03008
0.78539	0.76506	0.02033
0.77620	0.74900	0.02720
0.77502	0.73293	0.04209
0.77274	0.71687	0.05588
0.77163	0.70080	0.07082
0.76699	0.68474	0.08225
0.75896	0.66867	0.09029
0.71830	0.65261	0.06569
0.71178	0.63655	0.07524
0.70692	0.62048	0.08644
0.69744	0.60442	0.09303
0.69358	0.58835	0.10522
0.68996	0.57229	0.11767
0.68718	0.55622	0.13096
0.68572	0.54016	0.14556
0.67900	0.52410	0.15490
0.67747	0.50803	0.16943
0.63376	0.49197	0.14179
0.60776	0.47590	0.13185
0.60115	0.45984	0.14131
0.59756	0.44378	0.15379
0.57623	0.42771	0.14852
0.57276	0.41165	0.16111
0.52394	0.39558	0.12836
0.50435	0.37952	0.12484
0.49908	0.36345	0.13563
0.46002	0.34739	0.11263

0.43385	0.33133	0.10252
0.43134	0.31526	0.11608
0.40810	0.29920	0.10890
0.40099	0.28313	0.11785
0.24539	0.26707	0.02168
0.16909	0.25100	0.08191
0.16267	0.23494	0.07227
0.16202	0.21888	0.05685
0.16058	0.20281	0.04223
0.14952	0.18675	0.03723
0.13931	0.17068	0.03137
0.09140	0.15462	0.06322
0.05946	0.13855	0.07909
0.05442	0.12249	0.06807
0.03544	0.10643	0.07099
0.01846	0.09036	0.07190
0.00649	0.07430	0.06781
0.00508	0.05823	0.05315
0.00278	0.04217	0.03939
0.00184	0.02610	0.02426
0.00176	0.01004	0.00828
D máximo =		0.16943
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.68 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogGumbel - Distribución Blom**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL	DISTRIBUCIÓN TUKEY	
0.91201	0.98930	0.07730
0.89698	0.97326	0.07628
0.89021	0.95722	0.06701
0.88969	0.94118	0.05148
0.87999	0.92513	0.04514
0.87615	0.90909	0.03294
0.87160	0.89305	0.02145
0.85531	0.87701	0.02170
0.84208	0.86096	0.01888
0.84162	0.84492	0.00330
0.84094	0.82888	0.01207
0.83244	0.81283	0.01961
0.82948	0.79679	0.03268
0.81121	0.78075	0.03046
0.78539	0.76471	0.02069
0.77620	0.74866	0.02754
0.77502	0.73262	0.04240
0.77274	0.71658	0.05617
0.77163	0.70053	0.07109
0.76699	0.68449	0.08250
0.75896	0.66845	0.09052
0.71830	0.65241	0.06589
0.71178	0.63636	0.07542
0.70692	0.62032	0.08660
0.69744	0.60428	0.09317
0.69358	0.58824	0.10534
0.68996	0.57219	0.11776
0.68718	0.55615	0.13103
0.68572	0.54011	0.14561
0.67900	0.52406	0.15493
0.67747	0.50802	0.16944
0.63376	0.49198	0.14178
0.60776	0.47594	0.13182
0.60115	0.45989	0.14126
0.59756	0.44385	0.15371
0.57623	0.42781	0.14842
0.57276	0.41176	0.16099
0.52394	0.39572	0.12822
0.50435	0.37968	0.12467
0.49908	0.36364	0.13544
0.46002	0.34759	0.11243

0.43385	0.33155	0.10229
0.43134	0.31551	0.11584
0.40810	0.29947	0.10863
0.40099	0.28342	0.11756
0.24539	0.26738	0.02199
0.16909	0.25134	0.08225
0.16267	0.23529	0.07263
0.16202	0.21925	0.05723
0.16058	0.20321	0.04263
0.14952	0.18717	0.03765
0.13931	0.17112	0.03181
0.09140	0.15508	0.06368
0.05946	0.13904	0.07958
0.05442	0.12299	0.06857
0.03544	0.10695	0.07151
0.01846	0.09091	0.07245
0.00649	0.07487	0.06838
0.00508	0.05882	0.05374
0.00278	0.04278	0.04000
0.00184	0.02674	0.02489
0.00176	0.01070	0.00893
D máximo =		0.16944
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.69 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogGumbel - Distribución Tukey**

Fuente: Elaboración propia

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOF KOLGOMOROV		
PROBABILIDAD NO EXCEDENCIA		DIFERENCIA
DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL	DISTRIBUCIÓN GRINGORTEN	
0.91201	0.99099	0.07898
0.89698	0.97489	0.07790
0.89021	0.95879	0.06858
0.88969	0.94269	0.05300
0.87999	0.92659	0.04660
0.87615	0.91050	0.03435
0.87160	0.89440	0.02280
0.85531	0.87830	0.02299
0.84208	0.86220	0.02012
0.84162	0.84610	0.00449
0.84094	0.83001	0.01094
0.83244	0.81391	0.01853
0.82948	0.79781	0.03167
0.81121	0.78171	0.02949
0.78539	0.76561	0.01978
0.77620	0.74952	0.02668
0.77502	0.73342	0.04160
0.77274	0.71732	0.05542
0.77163	0.70122	0.07040
0.76699	0.68513	0.08186
0.75896	0.66903	0.08994
0.71830	0.65293	0.06537
0.71178	0.63683	0.07495
0.70692	0.62073	0.08619
0.69744	0.60464	0.09281
0.69358	0.58854	0.10504
0.68996	0.57244	0.11752
0.68718	0.55634	0.13084
0.68572	0.54024	0.14547
0.67900	0.52415	0.15485
0.67747	0.50805	0.16942
0.63376	0.49195	0.14181
0.60776	0.47585	0.13190
0.60115	0.45976	0.14140
0.59756	0.44366	0.15390
0.57623	0.42756	0.14867
0.57276	0.41146	0.16129
0.52394	0.39536	0.12858
0.50435	0.37927	0.12509
0.49908	0.36317	0.13591
0.46002	0.34707	0.11295

0.43385	0.33097	0.10287
0.43134	0.31487	0.11647
0.40810	0.29878	0.10932
0.40099	0.28268	0.11831
0.24539	0.26658	0.02119
0.16909	0.25048	0.08139
0.16267	0.23439	0.07172
0.16202	0.21829	0.05626
0.16058	0.20219	0.04161
0.14952	0.18609	0.03657
0.13931	0.16999	0.03068
0.09140	0.15390	0.06249
0.05946	0.13780	0.07834
0.05442	0.12170	0.06728
0.03544	0.10560	0.07016
0.01846	0.08950	0.07104
0.00649	0.07341	0.06692
0.00508	0.05731	0.05223
0.00278	0.04121	0.03843
0.00184	0.02511	0.02327
0.00176	0.00901	0.00725
D máximo =		0.16942
d=		0.17272
D<d		SI

**Tabla 7.70 Prueba de bondad de ajuste Smirnof Kolgomorov: Combinación
Distribución LogGumbel - Distribución Gringorten**

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3:

Cálculo de variables para estimación de caudales por el método de Gumbel

Año	Caudal (m3/s)	Q ordenados	Qi ²	Qi ² -NQ ²
1960	237	237	55998	55998
1961	208	208	43401	43401
1962	198	198	39129	39129
1963	197	197	38833	38833
1964	184	184	33834	33834
1965	179	179	32127	32127
1966	174	174	30276	30276
1967	158	158	24844	24844
1968	147	147	21468	21468
1969	146	146	21363	21363
1970	146	146	21211	21211
1971	139	139	19432	19432
1972	137	137	18865	18865
1973	126	126	15868	15868
1974	113	113	12724	12724
1975	109	109	11827	11827
1976	108	108	11718	11718
1977	107	107	11513	11513
1978	107	107	11415	11415
1979	105	105	11019	11019
1980	102	102	10380	10380
1981	89	89	7846	7846
1982	87	87	7526	7526
1983	85	85	7298	7298
1984	83	83	6882	6882
1985	82	82	6722	6722
1986	81	81	6577	6577
1987	80	80	6469	6469
1988	80	80	6413	6413
1989	79	79	6164	6164
1990	78	78	6109	6109
1991	69	69	4791	4791
1992	65	65	4186	4186
1993	64	64	4049	4049
1994	63	63	3977	3977
1995	60	60	3581	3581
1996	59	59	3521	3521
1997	53	53	2804	2804

1998	51	51	2567	2567
1999	50	50	2508	2508
2000	46	46	2115	2115
2001	43	43	1891	1891
2002	43	43	1871	1871
2003	41	41	1697	1697
2004	41	41	1647	1647
2005	29	29	850	850
2006	24	24	592	592
2007	24	24	573	573
2008	24	24	571	571
2009	24	24	567	567
2010	23	23	535	535
2011	22	22	505	505
2012	19	19	375	375
2013	17	17	291	291
2014	17	17	278	278
2015	15	15	225	225
2016	13	13	171	171
2017	11	11	119	119
2018	11	11	111	111
2019	10	10	94	94
2020	9	9	85	85
2021	9	9	84	84
Qm =		80.64	Sum NQm^2	612483.41
N =		62.00		
NQm^2 =		403209.68		
NQm =		4999.90		

Tabla 7.71 Cálculo de variables para estimación de caudales por el método de Gumbel

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 4:

Coefficientes de rugosidad “n” de secciones transversales del cauce

AREA EN ANÁLISIS				0+00.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228114	
		NORTE (Y)	8184262	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.005	0.010	
n2	0.005	0.000	0.005	
n3	0.012	0.010	0.010	
n4	0.010	0.005	0.011	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.06	0.048	0.064	

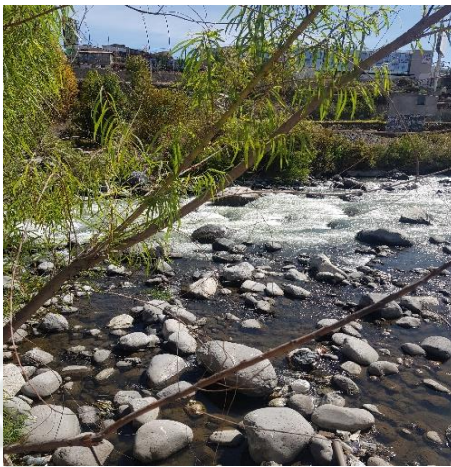


Tabla 7.72 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+00.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+10.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228122	
		NORTE (Y)	8184268	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.000	0.010	
n2	0.005	0.000	0.005	
n3	0.012	0.010	0.010	
n4	0.010	0.000	0.012	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.06	0.038	0.065	




Tabla 7.73 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+10.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+20.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228129	
		NORTE (Y)	8184275	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.000	0.010	
n2	0.005	0.005	0.010	
n3	0.020	0.010	0.015	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	


$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.063	0.048	0.068	

Tabla 7.74 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+20.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+30.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228137	
		NORTE (Y)	8184281	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.007	0.010	
n2	0.010	0.015	0.010	
n3	0.000	0.005	0.005	
n4	0.010	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.053	0.06	0.058	

Tabla 7.75 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+30.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+40.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228145	
		NORTE (Y)	8184287	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.010	0.010	
n2	0.005	0.010	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.012	0.012	0.012	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.06	0.07	0.06	

Tabla 7.76 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+40.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+50.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228153	
		NORTE (Y)	8184293	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.015	0.005	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.012	0.012	0.012	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.065	0.055	0.06	




Tabla 7.77 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+50.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+60.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228162	
		NORTE (Y)	8184298	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.010	0.011	
n2	0.005	0.005	0.005	
n3	0.005	0.000	0.005	
n4	0.005	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.048	0.048	0.059	

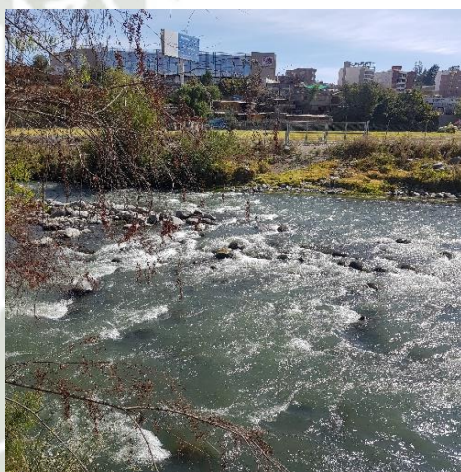


Tabla 7.78 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+60.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+70.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228170	
		NORTE (Y)	8184304	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.005	0.010	
n2	0.005	0.005	0.005	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.008	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.043	0.043	0.051	




Tabla 7.79 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+70.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+80.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228178	
		NORTE (Y)	8184309	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.005	0.012	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.043	0.038	0.045	

Tabla 7.80 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+80.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+90.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228187	
		NORTE (Y)	8184315	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.005	0.010	
n2	0.003	0.000	0.003	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.041	0.038	0.046	

Tabla 7.81 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+90.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+100.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228195	
		NORTE (Y)	8184320	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.005	0.010	
n2	0.005	0.005	0.005	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	


$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.043	0.043	0.048	

Tabla 7.82 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+100.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+110.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228203	
		NORTE (Y)	8184326	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.005	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.005	
n4	0.005	0.005	0.015	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.038	0.038	0.058	

Tabla 7.83 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+110.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+120.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228212	
		NORTE (Y)	8184331	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.005	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.038	0.038	0.043	

Tabla 7.84 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+120.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+130.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228219	
		NORTE (Y)	8184337	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.005	0.012	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.005	0.000	0.005	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.043	0.038	0.05	

Tabla 7.85 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+130.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+140.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228226	
		NORTE (Y)	8184345	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.007	0.013	
n2	0.005	0.000	0.005	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.008	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.046	0.04	0.051	

Tabla 7.86 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+140.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+150.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228232	
		NORTE (Y)	8184353	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.005	0.007	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.008	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.041	0.04	0.046	

Tabla 7.87 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+150.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+160.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	NORTE (Y)	
		228238	8184361	
Margen Izq.	Centro	Margen Der.		
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.008	0.005	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.012	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.041	0.038	0.053	

Tabla 7.88 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+160.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+170.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	NORTE (Y)	
		228245	8184368	
Margen Izq.	Centro	Margen Der.		
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.005	0.005	0.012	
n4	0.005	0.005	0.020	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.048	0.048	0.07	

Tabla 7.89 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+170.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+180.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	NORTE (Y)	
		228251	8184376	
Margen Izq.	Centro	Margen Der.		
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.005	0.015	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.005	0.005	0.005	
n4	0.005	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	


$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.048	0.043	0.058	

Tabla 7.90 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+180.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+190.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228257	
		NORTE (Y)	8184384	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.005	0.005	
n4	0.005	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.043	0.048	0.056	

Tabla 7.91 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+190.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+200.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228263	
		NORTE (Y)	8184392	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.005	0.015	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.005	0.005	0.005	
n4	0.005	0.005	0.008	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.048	0.043	0.056	

Tabla 7.92 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+200.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+210.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228268	
		NORTE (Y)	8184401	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.015	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.063	0.043	0.061	

Tabla 7.93 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+210.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+220.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228273	
		NORTE (Y)	8184409	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.013	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.061	0.043	0.061	

Tabla 7.94 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+220.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+230.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228278	
		NORTE (Y)	8184418	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.005	0.000	0.005	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.053	0.043	0.056	

Tabla 7.95 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+230.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+240.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228283	
		NORTE (Y)	8184427	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.053	0.043	0.056	

Tabla 7.96 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+240.00, con apoyo fotográfico.


AREA EN ANÁLISIS				0+250.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228288	
		NORTE (Y)	8184435	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.015	
n2	0.005	0.005	0.005	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.048	0.048	0.053	

Tabla 7.97 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+250.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+260.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228293	
		NORTE (Y)	8184444	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.005	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	

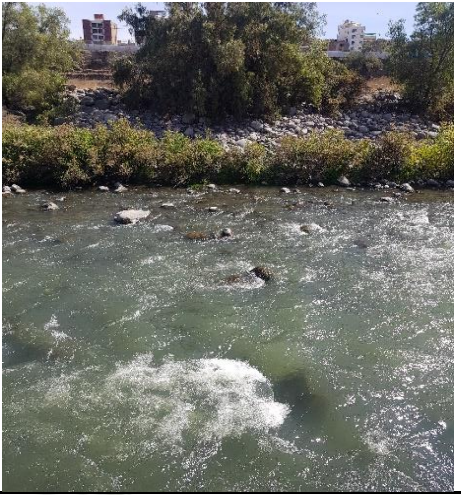
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.043	0.043	0.051	

Tabla 7.98 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+260.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+270.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228296	
		NORTE (Y)	8184453	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.012	0.005	0.012	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.06	0.043	0.063	



Tabla 7.99 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+270.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+280.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228299	
		NORTE (Y)	8184463	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.012	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.06	0.043	0.061	

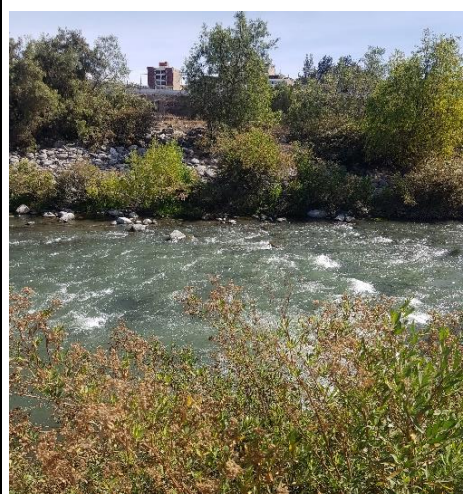


Tabla 7.100 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+280.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+290.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228301	
		NORTE (Y)	8184473	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.005	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.058	0.038	0.058	




Tabla 7.101 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+290.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+300.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228303	
		NORTE (Y)	8184483	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.030	0.005	0.005	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.078	0.043	0.056	




Tabla 7.102 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+300.00, con apoyo de imagen satelital.

AREA EN ANÁLISIS				0+310.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228305	
		NORTE (Y)	8184492	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	

n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.020	0.005	0.005
m5	1.000	1.000	1.000
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	0.068	0.043	0.056




Tabla 7.103 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+310.00, con apoyo de imagen satelital.

AREA EN ANÁLISIS				0+320.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228307	
		NORTE (Y)	8184502	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.015	
n2	0.005	0.005	0.005	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.030	0.005	0.015	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.083	0.048	0.073	




Tabla 7.104 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+320.00, con apoyo de imagen satelital.

AREA EN ANÁLISIS				0+330.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228309	
		NORTE (Y)	8184512	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.030	0.005	0.025	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				

n	0.078	0.043	0.076	

Tabla 7.105 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+330.00, con apoyo de imagen satelital.

AREA EN ANÁLISIS				0+340.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228312	
		NORTE (Y)	8184522	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.030	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.078	0.043	0.061	

Tabla 7.106 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+340.00, con apoyo de imagen satelital.

AREA EN ANÁLISIS				0+350.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228313	
		NORTE (Y)	8184531	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.015	0.005	0.015	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				

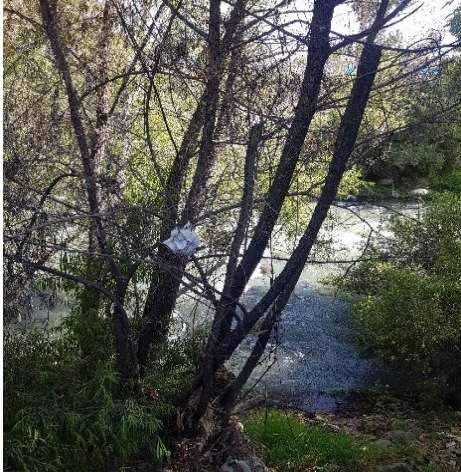
n	0.063	0.043	0.066	
---	-------	-------	-------	--

Tabla 7.107 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+350.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+360.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228313	
		NORTE (Y)	8184541	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.015	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.030	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.078	0.043	0.063	




Tabla 7.108 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+360.00, con apoyo de imagen satelital.

AREA EN ANÁLISIS				0+370.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228313	
		NORTE (Y)	8184551	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.015	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.005	0.005	0.005	
n4	0.020	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				

n	0.063	0.048	0.058	

Tabla 7.109 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+370.00, con apoyo de imagen satelital.

AREA EN ANÁLISIS				0+380.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228313	
		NORTE (Y)	8184561	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.005	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.005	0.005	0.005	
n4	0.015	0.005	0.015	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.058	0.043	0.061	




Tabla 7.110 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+380.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+390.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228313	
		NORTE (Y)	8184571	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.013	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.003	0.005	0.015	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				

n	0.051	0.043	0.066	

Tabla 7.111 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+390.00, con apoyo de imagen satelital.

AREA EN ANÁLISIS				0+400.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228313	
		NORTE (Y)	8184581	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.015	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.015	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.063	0.043	0.063	




Tabla 7.112 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+400.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+410.00
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228313	
		NORTE (Y)	8184591	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.015	
n2	0.000	0.000	0.005	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.015	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				


				
n	0.063	0.043	0.068	

Tabla 7.113 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+410.00, con apoyo fotográfico.

AREA EN ANÁLISIS				0+418.22
COORDENADA UTM		ESTE (X)	228313	
		NORTE (Y)	8184599	
	Margen Izq.	Centro	Margen Der.	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.015	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.015	0.005	0.010	
m5	1.000	1.000	1.000	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	0.063	0.043	0.063	

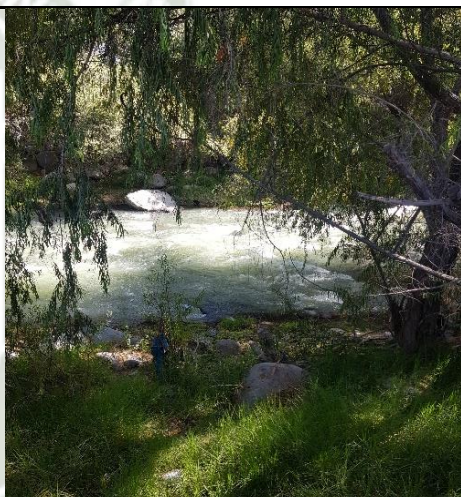


Tabla 7.114 Cálculo de valor de rugosidad de sección 0+418.22, con apoyo fotográfico.

Fuente: Elaboración propia

Anexo 5:

Perfiles de flujo del modelo hidráulico para escenarios propuestos

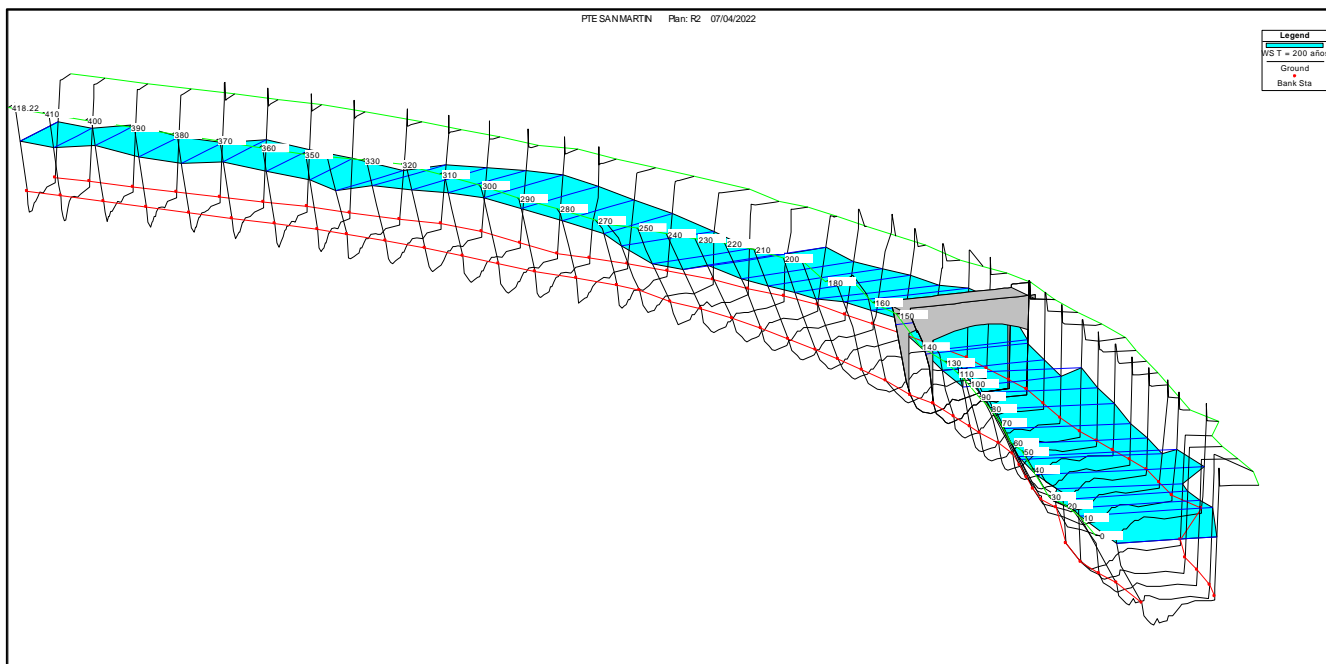


Figura 7.1 Perfil de flujo para un periodo de retorno T=200 años

Fuente: Elaboración propia

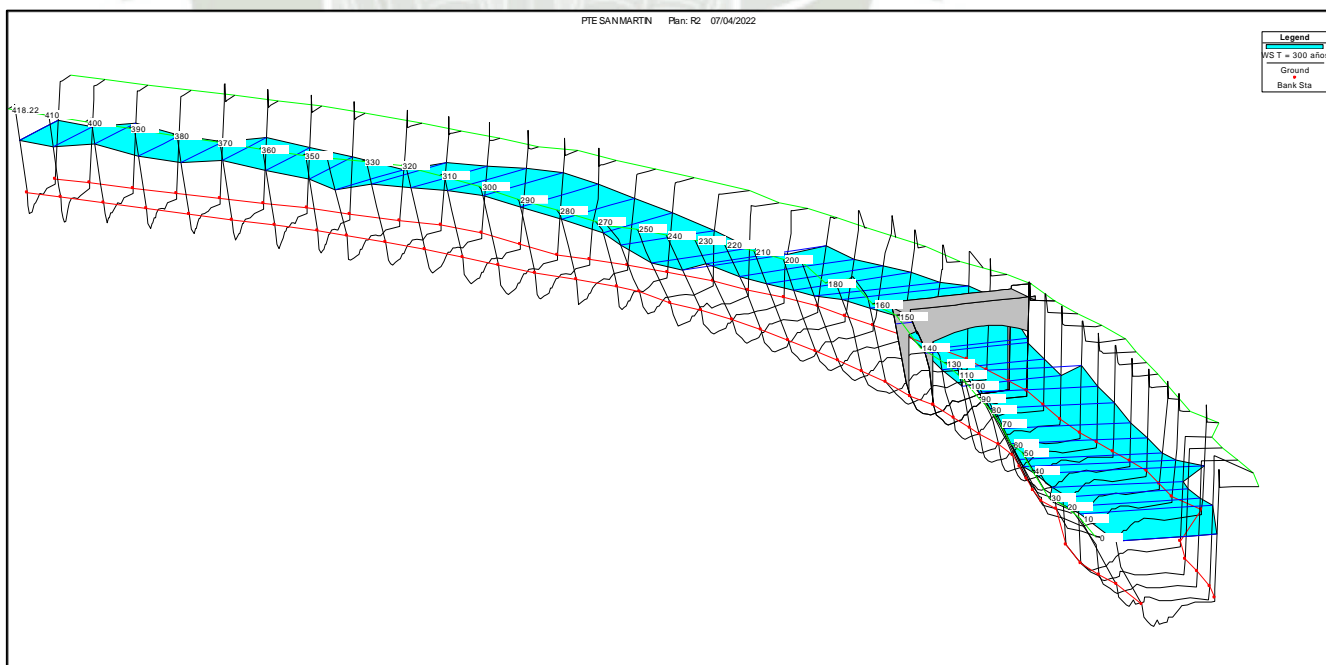


Figura 7.2 Perfil de flujo para un periodo de retorno T=300 años

Fuente: Elaboración propia

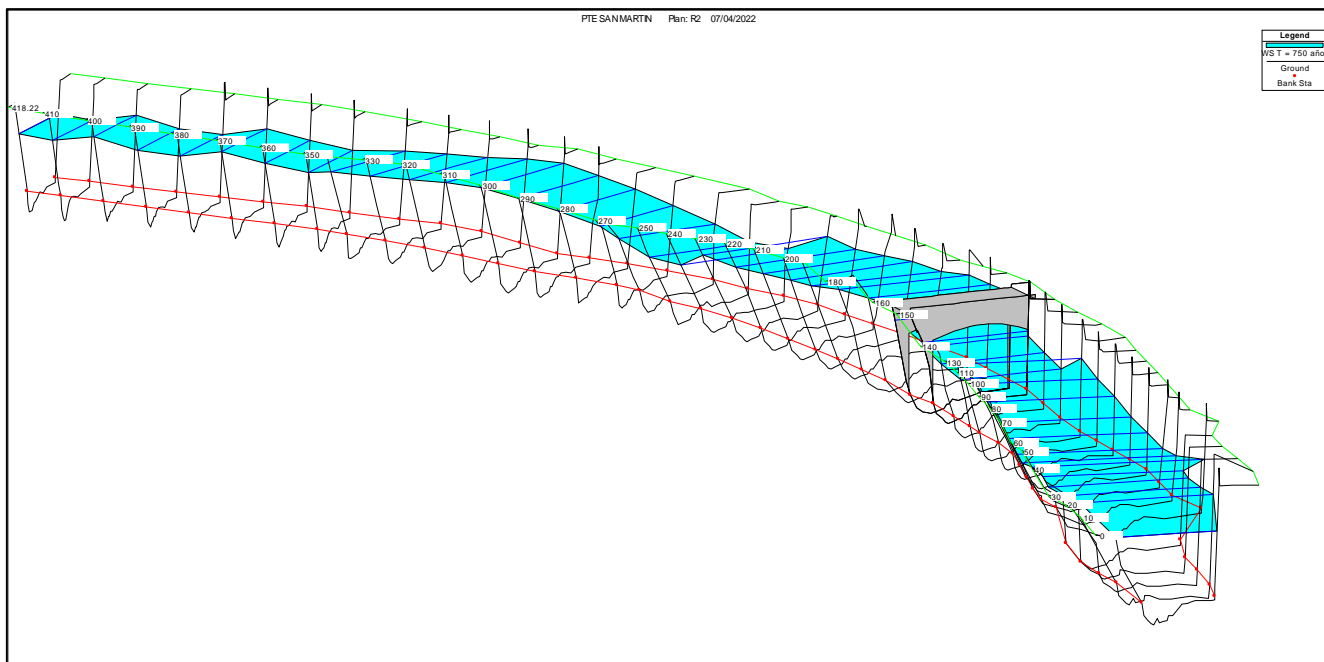


Figura 7.5 Perfil de flujo para un periodo de retorno T=750 años

Fuente: Elaboración propia

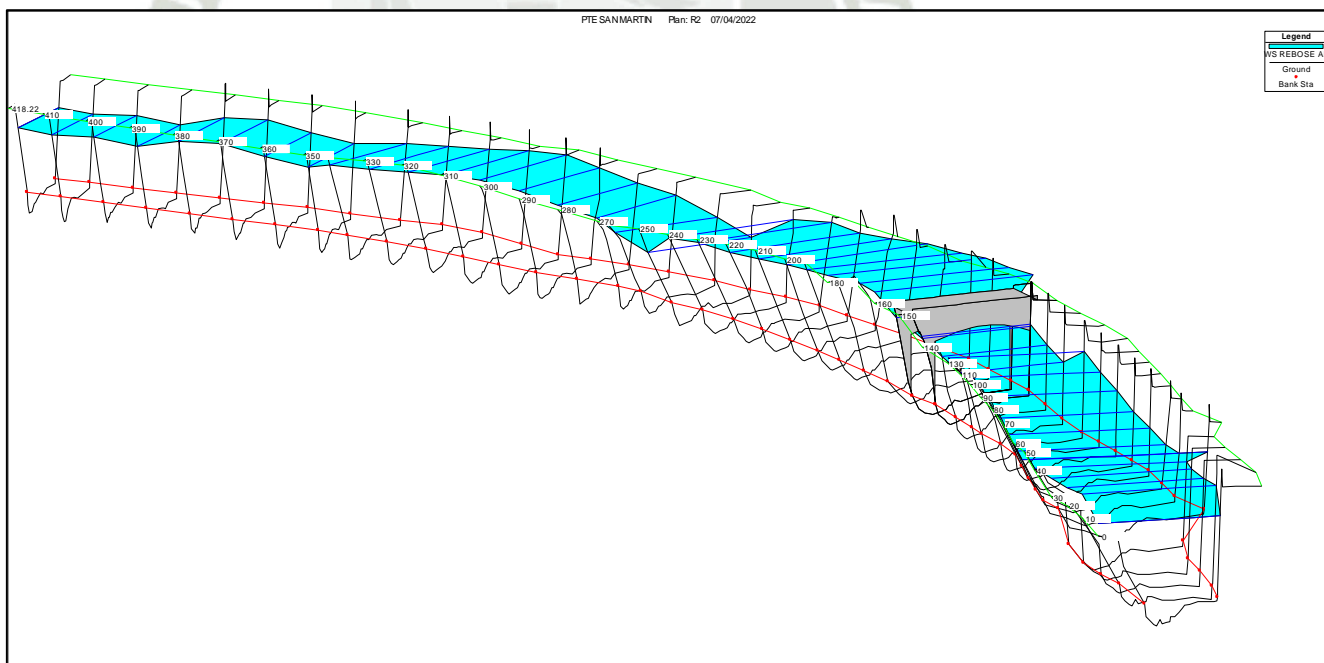


Figura 7.6 Perfil de flujo para rebose de embalse Aguada Blanca $Q = 500\text{m}^3/\text{s}$

Fuente: Elaboración propia

Anexo 6:
Panel fotográfico del estudio de suelos



Figura 7.7 Ensayo de granulometría. - Tamizado manual.

Fuente: Elaboración propia



Figura 7.8 Ensayo de peso específico – Peso de probeta con agua más suelo

Fuente: Elaboración propia



Figura 7.9 Secado de muestras para los ensayos de granulometría, peso específico y contenido de humedad

Fuente: Elaboración propia

Anexo 7:

Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo

Cálculo y comparación de velocidad erosiva											
Datos modelo hidráulico					Melville - Coleman		Rodríguez Díaz		HEC-18		
Escenario	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Tirante promedio (m)	Velocidad de flujo	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	
1	100	310.06	3.39	3.29	0.675	Lecho vivo	0.816	Lecho vivo	0.754	Lecho vivo	
2	200	349.30	3.75	3.31	0.685	Lecho vivo	0.828	Lecho vivo	0.766	Lecho vivo	
3	300	372.26	3.91	3.37	0.689	Lecho vivo	0.833	Lecho vivo	0.772	Lecho vivo	
4	400	388.54	4.01	3.42	0.692	Lecho vivo	0.836	Lecho vivo	0.775	Lecho vivo	
5	500	401.18	4.10	3.44	0.694	Lecho vivo	0.838	Lecho vivo	0.778	Lecho vivo	
6	750	424.13	4.23	3.50	0.697	Lecho vivo	0.842	Lecho vivo	0.782	Lecho vivo	
7	-	500.00	4.38	3.52	0.718	Lecho vivo	0.868	Lecho vivo	0.787	Lecho vivo	
n		0.04	Peso específico (tn/m³)			2.72					
			Diámetro medio (m)			0.0087					
			D30 del suelo (m)			0.00098					

Tabla 7.115 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D30

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo y comparación de velocidad erosiva											
Datos modelo hidráulico					Melville - Coleman		Rodríguez Díaz		HEC-18		
Escenario	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Tirante promedio (m)	Velocidad de flujo	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	
1	100	310.06	3.39	3.29	1.059	Lecho vivo	0.816	Lecho vivo	1.156	Lecho vivo	
2	200	349.30	3.75	3.31	1.299	Lecho vivo	0.828	Lecho vivo	1.176	Lecho vivo	
3	300	372.26	3.91	3.37	1.308	Lecho vivo	0.833	Lecho vivo	1.184	Lecho vivo	
4	400	388.54	4.01	3.42	1.314	Lecho vivo	0.836	Lecho vivo	1.189	Lecho vivo	
5	500	401.18	4.10	3.44	1.318	Lecho vivo	0.838	Lecho vivo	1.193	Lecho vivo	
6	750	424.13	4.23	3.50	1.325	Lecho vivo	0.842	Lecho vivo	1.200	Lecho vivo	
7	-	500.00	4.38	3.52	1.333	Lecho vivo	0.868	Lecho vivo	1.207	Lecho vivo	
n		0.04	Peso específico (tn/m³)			2.72					
			Diámetro medio (m)			0.0087					
			D40 del suelo (m)			0.00354					

Tabla 7.116 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D40

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo y comparación de velocidad erosiva											
Datos modelo hidráulico					Melville - Coleman		Rodríguez Díaz		HEC-18		
Escenario	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Tirante promedio (m)	Velocidad de flujo	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	
1	100	310.06	3.39	3.29	1.433	Lecho vivo	0.816	Lecho vivo	1.565	Lecho vivo	
2	200	349.30	3.75	3.31	1.458	Lecho vivo	0.828	Lecho vivo	1.591	Lecho vivo	
3	300	372.26	3.91	3.37	1.468	Lecho vivo	0.833	Lecho vivo	1.602	Lecho vivo	
4	400	388.54	4.01	3.42	1.474	Lecho vivo	0.836	Lecho vivo	1.609	Lecho vivo	
5	500	401.18	4.10	3.44	1.479	Lecho vivo	0.838	Lecho vivo	1.615	Lecho vivo	
6	750	424.13	4.23	3.50	1.487	Lecho vivo	0.842	Lecho vivo	1.623	Lecho vivo	
7	-	500.00	4.38	3.52	1.496	Lecho vivo	0.868	Lecho vivo	1.633	Lecho vivo	
n		0.04	Peso específico (tn/m³)			2.72					
			Diámetro medio (m)			0.0087					
			D60 del suelo (m)			0.00877					

Tabla 7.117 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D60

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo y comparación de velocidad erosiva											
Datos modelo hidráulico					Melville - Coleman		Rodríguez Díaz		HEC-18		
Escenario	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Tirante promedio (m)	Velocidad de flujo	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	
1	100	310.06	3.39	3.29	1.669	Lecho vivo	0.816	Lecho vivo	1.822	Lecho vivo	
2	200	349.30	3.75	3.31	1.697	Lecho vivo	0.828	Lecho vivo	1.853	Lecho vivo	
3	300	372.26	3.91	3.37	1.709	Lecho vivo	0.833	Lecho vivo	1.865	Lecho vivo	
4	400	388.54	4.01	3.42	1.716	Lecho vivo	0.836	Lecho vivo	1.873	Lecho vivo	
5	500	401.18	4.10	3.44	1.722	Lecho vivo	0.838	Lecho vivo	1.880	Lecho vivo	
6	750	424.13	4.23	3.50	1.731	Lecho vivo	0.842	Lecho vivo	1.890	Lecho vivo	
7	-	500.00	4.38	3.52	1.741	Lecho vivo	0.868	Lecho vivo	1.901	Lecho vivo	
n		0.04	Peso específico (tn/m³)			2.72					
			Diámetro medio (m)			0.0000					
			D70 del suelo (m)			0.01384					

Tabla 7.118 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D70

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo y comparación de velocidad erosiva											
Datos modelo hidráulico					Melville - Coleman		Rodríguez Díaz		HEC-18		
Escenario	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Tirante promedio (m)	Velocidad de flujo	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	
1	100	310.06	3.39	3.29	1.891	Lecho vivo	0.816	Lecho vivo	2.065	Lecho vivo	
2	200	349.30	3.75	3.31	1.923	Lecho vivo	0.828	Lecho vivo	2.100	Lecho vivo	
3	300	372.26	3.91	3.37	1.937	Lecho vivo	0.833	Lecho vivo	2.114	Lecho vivo	
4	400	388.54	4.01	3.42	1.945	Lecho vivo	0.836	Lecho vivo	2.123	Lecho vivo	
5	500	401.18	4.10	3.44	1.952	Lecho vivo	0.838	Lecho vivo	2.131	Lecho vivo	
6	750	424.13	4.23	3.50	1.962	Lecho vivo	0.842	Lecho vivo	2.142	Lecho vivo	
7	-	500.00	4.38	3.52	1.974	Lecho vivo	0.868	Lecho vivo	2.155	Lecho vivo	
n		0.04	Peso específico (tn/m³)			2.72					
			Diámetro medio (m)			0.0000					
			D80 del suelo (m)			0.02015					

Tabla 7.119 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D80

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo y comparación de velocidad erosiva											
Datos modelo hidráulico					Melville - Coleman		Rodríguez Díaz		HEC-18		
Escenario	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Tirante promedio (m)	Velocidad de flujo	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	Velocidad erosiva (m/s)	Tipo de socavación	
1	100	310.06	3.39	3.29	2.254	Lecho vivo	0.816	Lecho vivo	2.461	Lecho vivo	
2	200	349.30	3.75	3.31	2.292	Lecho vivo	0.828	Lecho vivo	2.503	Lecho vivo	
3	300	372.26	3.91	3.37	2.308	Lecho vivo	0.833	Lecho vivo	2.520	Lecho vivo	
4	400	388.54	4.01	3.42	2.318	Lecho vivo	0.836	Lecho vivo	2.531	Lecho vivo	
5	500	401.18	4.10	3.44	2.326	Lecho vivo	0.838	Lecho vivo	2.540	Lecho vivo	
6	750	424.13	4.23	3.50	2.338	Lecho vivo	0.842	Lecho vivo	2.553	Lecho vivo	
7	-	500.00	4.38	3.52	2.352	Lecho vivo	0.868	Lecho vivo	2.568	Lecho vivo	
n		0.04	Peso específico (tn/m³)			2.72					
			Diámetro medio (m)			0.0000					
			D90 del suelo (m)			0.03412					

Tabla 7.120 Comparación velocidad erosiva y velocidad de flujo para D90

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 8:

Coordenadas de representación gráfica de socavación potencial total

Cálculo de socavación general T= 500 años					
Progresiva (m)	Cota terreno (m)	Socavación general (m)	Socavación transversal (m)	Socavación local (m)	Cota socavación (m)
0.00	2298.14	-	-	-	2298.14
0.11	2298.14	-	-	-	2298.14
0.65	2298.15	-	-	-	2298.15
4.72	2297.99	-	-	-	2297.99
5.23	2297.62	-	-	-	2297.62
8.42	2294.39	-	-	-	2294.39
9.16	2293.93	-	-	1.462	2292.47
9.51	2293.72	0.736	0.352	-	2292.63
11.03	2293.11	1.163	0.352	-	2291.60
12.66	2292.90	1.349	0.352	-	2291.19
13.97	2292.83	1.443	0.352	-	2291.03
14.68	2292.77	1.505	0.352	-	2290.91
16.05	2292.84	1.498	0.352	-	2290.99
17.14	2292.89	1.496	0.352	-	2291.04
17.97	2292.93	1.486	0.352	-	2291.09
18.73	2293.13	1.359	0.352	-	2291.42
19.26	2293.12	1.364	0.352	-	2291.41
20.15	2293.32	1.300	0.352	-	2291.67
21.72	2293.23	1.460	0.352	-	2291.42
25.04	2293.40	1.182	0.352	-	2291.87
26.92	2293.49	1.084	0.352	-	2292.05
28.60	2293.50	1.032	0.352	-	2292.12
30.80	2293.52	0.941	0.352	-	2292.23
33.22	2293.55	0.818	0.352	-	2292.38
34.19	2293.60	-	-	1.738	2291.86
34.43	2293.54	-	-	-	2293.54
34.47	2293.93	-	-	-	2293.93
34.67	2295.98	-	-	-	2295.98
35.00	2298.27	-	-	-	2298.27
35.10	2298.27	-	-	-	2298.27
35.48	2298.28	-	-	-	2298.28
36.27	2298.28	-	-	-	2298.28
37.50	2298.27	-	-	-	2298.27
40.00	2298.27	-	-	-	2298.27

Tabla 7.121 Coordenadas de representación gráfica de socavación potencial total

Fuente: Elaboración propia.