

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“Viabilidad técnica-económica ante la aplicación del tipo de
estructura de defensa ribereña para la protección del malecón
Walker Soberón, año 2024”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR: Cabello Sebastian, Guido Oliver

ASESOR: Suarez Landauro, Reynaldo Favio

HUÁNUCO – PERÚ

2025

U

D

H



UDH
UNIVERSIDAD DE HUANUCO
<http://www.udh.edu.pe>

TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Estructuras

AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN (2020)

CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

Área: Ingeniería, Tecnología

Sub área: Ingeniería civil

Disciplina: Ingeniería civil

DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título

Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 72373096

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 22498065

Grado/Título: Maestro en gestión pública

Código ORCID: 0000-0002-4641-3797

DATOS DE LOS JURADOS:

Nº	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Narro Jara, Luis Fernando	Maestro en ingeniería con mención en gestión ambiental y desarrollo sostenible	18206328	0000-0003-4008-7633
2	Arteaga Espinoza, Ingrid Delia Dignarda	Máster en dirección de proyectos	73645168	0009-0001-0745-5433
3	Miraval Rojas, Biseth	Maestro en gestión y negocios, con mención en gestión de proyectos	47474699	0000-0001-5605-3003



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las 17:45 horas del día lunes 16 de junio de 2025, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los Jurados Calificadores integrado por los docentes:

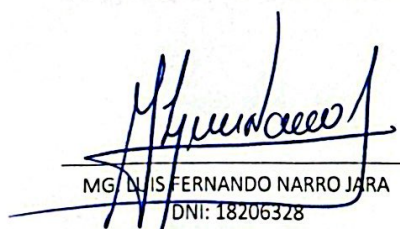
- | | |
|--|------------|
| ❖ MG. LUIS FERNANDO NARRO JARA | PRESIDENTE |
| ❖ MG. INGRID DELIA DIGNARDA ARTEAGA ESPINOZA | SECRETARIA |
| ❖ MG. BISETH MIRAVAL ROJAS | VOCAL |

Nombrados mediante la RESOLUCIÓN No 1146-2025-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada: "VIABILIDAD TÉCNICA-ECONÓMICA ANTE LA APLICACIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA DE DEFENSA RIBEREÑA PARA LA PROTECCIÓN DEL MALECÓN WALKER SOBERÓN, AÑO 2024", presentado por el (la) Bachiller. Bach. Guido Oliver CABELLO SEBASTIAN, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo(a) APROBADO por MAYORIA con el calificativo cuantitativo de 11 y cualitativo de SUFICIENTE (Art. 47).

Siendo las 06:45pm horas del día 16 del mes de junio del año 2025, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.


MG. LUIS FERNANDO NARRO JARA
DNI: 18206328
ORCID: 0000-0003-4008-7633
PRESIDENTE


MG. INGRID DELIA DIGNARDA ARTEAGA ESPINOZA
DNI: 73645168
ORCID: 0009-0001-0745-5433
SECRETARIO (A)


MG. BISETH MIRAVAL ROJAS
DNI: 47474699
ORCID: 0000-0001-5605-3003
VOCAL



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

El comité de integridad científica, realizó la revisión del trabajo de investigación del estudiante: GUIDO OLIVER CABELLO SEBASTIAN, de la investigación titulada "VIABILIDAD TÉCNICA-ECONÓMICA ANTE LA APLICACIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA DE DEFENSA RIBEREÑA PARA LA PROTECCIÓN DEL MALECÓN WALKER SOBERÓN, AÑO 2024", con asesor(a) REYNALDO FAVIO SUAREZ LANDAURO, designado(a) mediante documento: RESOLUCIÓN N° 1107-2024-D-FI-UDH del P. A. de INGENIERÍA CIVIL.

Puede constar que la misma tiene un índice de similitud del 25 % verificable en el reporte final del análisis de originalidad mediante el Software Turnitin.

Por lo que concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio y cumple con todas las normas de la Universidad de Huánuco.

Se expide la presente, a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Huánuco, 23 de mayo de 2025



RICHARD J. SOLIS TOLEDO
D.N.I.: 47074047
cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



MANUEL E. ALIAGA VIDURIZAGA
D.N.I.: 71345687
cod. ORCID: 0009-0004-1375-5004

INFORME DE ORIGINALIDAD

25%

INDICE DE SIMILITUD

24%

FUENTES DE INTERNET

5%

PUBLICACIONES

12%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

hdl.handle.net

Fuente de Internet

8%

2

www.cvc.gov.co

Fuente de Internet

1%

3

repositorio.unheval.edu.pe

Fuente de Internet

1%

4

hidraulicautiling.blogspot.com

Fuente de Internet

1%



RICHARD J. SOLIS TOLEDO

D.N.I.: 47074047

cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



MANUEL E. ALIAGA VIDURIZAGA

D.N.I.: 71345687

cod. ORCID: 0009-0004-1375-5004

DEDICATORIA

A mis padres, por haber contribuido en la formación de la persona que soy en la actualidad, todos los éxitos que he alcanzado se deben a su influencia y guía invaluable. Siempre motivándome constantemente para alcanzar mis anhelos.

Gracias madre y padre.

AGRADECIMIENTO

Agradezco profundamente a la Universidad de Huánuco por permitirme realizar mi formación académica superior en sus aulas. Específicamente, manifiesto mi reconocimiento a la Facultad de Ingeniería y al Programa Académico de Ingeniería Civil, cuyos recursos, programas y profesionales dedicados, han sido fundamentales en mi formación académica.

Deseo agradecer de manera especial a mi asesor, la REYNALDO FAVIO SUÁREZ LANDAURO, cuya orientación experta, paciencia y apoyo constante han sido esenciales en el desarrollo de esta tesis. Su compromiso con mi crecimiento académico ha sido un faro que iluminó el camino hacia el éxito.

A todas las personas que, de alguna manera, han contribuido a mi formación académica, brindando apoyo, conocimientos y estímulo, les expreso mi profundo agradecimiento. Este logro no sería posible sin el apoyo y respaldo de esta maravillosa comunidad educativa.

Gracias a la Universidad, dado mediante la Facultad de Ingeniería, a mi asesora y a todos aquellos que han sido parte de mi travesía académica. Su influencia ha dejado una huella imborrable en mi camino hacia el conocimiento y el crecimiento personal.

ÍNDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
RESUMEN.....	XXII
ABSTRACT	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXIV
CAPÍTULO I.....	26
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	26
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	26
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	27
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	27
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	28
1.3. OBJETIVOS.....	28
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	28
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	28
1.4. JUSTIFICACIÓN	29
1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	30
1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN	30
CAPÍTULO II.....	31
MARCO TEÓRICO	31
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	31
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES	31
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES	33
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES	35
2.2. BASES TEÓRICAS.....	36
2.2.1. MURO DE CONCRETO ARMADO	36
2.2.2. MURO DE CONCRETO ARMADO EN VOLADIZO	36
2.2.3. MURO DE ENROCADO	46
2.2.4. PROTECCIÓN CON GEOCELDA	51
2.2.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDADES	55

2.2.6. VIABILIDAD ECONÓMICA	58
2.2.7. VIABILIDAD TÉCNICA	60
2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	68
2.3.1. MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD	68
2.3.2. ENROCADOS.....	69
2.3.3. COSTOS DE MATERIAL	69
2.3.4. MANO DE OBRA	70
2.4. HIPÓTESIS.....	70
2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL.....	70
2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	71
2.5. VARIABLE	71
2.5.1. VARIABLE INDEPENDIENTE	71
2.5.2. VARIABLE DEPENDIENTE	71
2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	72
CAPÍTULO III.....	74
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	74
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	74
3.1.1. ENFOQUE.....	74
3.1.2. ALCANCE O NIVEL.....	75
3.1.3. DISEÑO Y ESQUEMA DE LA INVESTIGACIÓN	76
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA	76
3.2.1. POBLACIÓN.....	76
3.2.2. MUESTRA	76
3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	77
3.3.1. TÉCNICA.....	77
3.3.2. INSTRUMENTO	77
3.4. TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN	78
CAPÍTULO IV	80
RESULTADOS	80
4.1. DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO	80
4.2. ESTUDIOS PRELIMINARES	83
4.2.1. TOPOGRAFÍA	83
4.2.2. HIDROLOGÍA	89

4.2.3. HIDROLOGÍA ESTADÍSTICA.....	133
4.3. EL MODELO HEC-HMS.....	223
4.3.1. COMPONENTES DE UN PROYECTO EN HEC-HMS.....	224
4.3.2. EL MODELO DE LA CUENCA (BASIN MODEL).....	224
4.3.3. EL MODELO METEOROLÓGICO (METEOROLOGIC MODEL)	225
4.3.4. EL MODELO DE LA PRECIPITACIÓN (TIME SERIES DATA)	226
4.3.5. MODELO DE LAS ESPECIFICACIONES DE CONTROL	228
4.3.6. CORRIDA DEL MODELO	229
4.3.7. RESULTADOS Y CALIBRACIÓN DE LA SIMULACIÓN.....	229
4.4. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA	238
4.4.1. GEOLOGÍA DE LA MARGEN IZQUIERDA	238
4.4.2. GEOLOGÍA DE LA MARGEN DERECHA	239
4.4.3. GEOMORFOLOGÍA.....	241
4.4.4. GEODINÁMICA	241
4.5. DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO.....	243
4.5.1. INTRODUCCIÓN	243
4.5.2. NORMAS UTILIZADAS	243
4.5.3. CONSIDERACIONES SÍSMICAS	244
4.6. EVALUACIÓN DE SOCAVACIÓN	244
4.6.1. CONCLUSIONES	245
4.6.2. RECOMENDACIONES	246
4.6.3. ES DE SUELOS	246
4.6.4. DATOS GENERALES.....	249
4.6.5. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.....	249
4.6.6. GEOMETRÍA	250
4.6.7. JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN	251
4.6.8. ESQUEMA DE LAS FASES.....	252
4.6.9. CARGAS	253
4.6.10. RESULTADOS DE LAS FASES	253
4.6.11. COMBINACIONES	255
4.7. DISEÑO DE ENROCADOS.....	264
4.8. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	266

4.9. ESTUDIOS BÁSICOS	267
4.9.1. HIDROLOGÍA	267
4.10. TOPOGRAFÍA.....	272
4.10.1. SISTEMA DE COORDENADAS	272
4.10.2. PUNTOS DE CONTROL TOPOGRÁFICO	273
4.10.3. TIPO DE CANTERA Y ROCAS.....	274
4.11. DISEÑO DE LOS ENROCADOS DE PROTECCIÓN	274
4.11.1. DISEÑO DE LA SECCIÓN GEOMÉTRICA.....	274
4.11.2. CÁLCULO DEL NIVEL DE CIMENTACIÓN DEL ENROCADO	283
4.12. DISEÑO DE GEOCELDA.....	297
4.13. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL EQUIPAMIENTO POR GEOCELDA	301
4.14. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL MURO DE CONCRETO ARMADO	303
4.15. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL ENROCADO	305
4.15.1. ENROCADO	306
4.16. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	308
4.16.1. INDICADOR N°1	308
4.16.2. INDICADOR N°2	309
4.16.3. INDICADOR N°3	310
4.16.4. INDICADOR N°4	310
4.16.5. INDICADOR N°5	311
CAPÍTULO V	313
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	313
5.1. CONTRASTACIÓN DE LOS RESULTADOS	313
CONCLUSIONES	316
RECOMENDACIONES.....	318
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	320
ANEXOS	322

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Operalización de variables	72
Tabla 2 Distancias y tiempo desde Lima.....	81
Tabla 3 Clasificación de puntos geodésicos	86
Tabla 4 Clasificación de cuencas por su superficie.....	106
Tabla 5 Clasificación de cuencas por su tamaño	106
Tabla 6 Área de la cuenca intervenida y clasificación según su área.....	106
Tabla 7 Perímetro de la cuenca intervenida.....	107
Tabla 8 Ancho medio de la cuenca de aporte hasta el punto de control	107
Tabla 9 Desnivel altitudinal de la cuenca de aporte	108
Tabla 10 Clasificación de la cuenca según Kc	108
Tabla 11 Forma de la cuenca intervenida según su coeficiente de compacidad	109
Tabla 12 Formas de la cuenca según su factor de forma	109
Tabla 13 Formas de la cuenca intervenida según su factor de forma	110
Tabla 14 Tipos de índice de alargamiento según su clasificación	110
Tabla 15 Índice asimétrico	111
Tabla 16 Generación de rectángulo equivalente de la cuenca de aporte hasta el punto de control	112
Tabla 17 Lado mayor y menor de rectángulo equivalente en la cuenca de aporte hasta el punto de control.....	112
Tabla 18 Clasificación de las cuencas de acuerdo con la pendiente.....	113
Tabla 19 Pendiente media de la cuenca de aporte	114
Tabla 20 Datos para generación de curva hipsométrica cuenca de aporte hasta el punto de control.....	116
Tabla 21 Datos para generación de curva hipsométrica cuenca de aporte del Huancachupa hasta el punto de control	117
Tabla 22 Longitud del cauce principal de la cuenca de aporte	120
Tabla 23 Datos de red hídrica de la cuenca del río Huallaga	122
Tabla 24 Datos de red hídrica de la cuenca del río Huancachupa	122
Tabla 25 Tipos de clasificación de la densidad de drenaje	123
Tabla 26 Densidad de corriente de la cuenca	123
Tabla 27 Relación de elongación.....	124

Tabla 28 Relación de circularidad	125
Tabla 29 Tiempo de concentración promedio	128
Tabla 30 Parámetros geomorfológicos de la cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control.....	128
Tabla 31 Parámetros geomorfológicos de la cuenca de aporte del río Huancachupa hasta el punto de control.....	129
Tabla 32 Coordenadas de las estaciones utilizadas	134
Tabla 33 Estación Cerro de Pasco	135
Tabla 34 Estación Huánuco	136
Tabla 35 Estación San Rafael	137
Tabla 36 Estación Yanahuanca	139
Tabla 37 Análisis de registro histórico estación Cerro de Pasco	141
Tabla 38 Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación	142
Tabla 39 Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación Cerro de Pasco	143
Tabla 40 Valor máximo y mínimo admisible estación Cerro de Pasco	143
Tabla 41 Análisis de registro histórico estación Huánuco	144
Tabla 42 Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación Huánuco	145
Tabla 43 Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación Huánuco	146
Tabla 44 Valor máximo y mínimo admisible estación Huánuco	146
Tabla 45 Análisis de registro histórico corregido estación Huánuco.....	147
Tabla 46 Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación Huánuco	149
Tabla 47 Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación Huánuco	150
Tabla 48 Valor máximo y mínimo admisible estación Huánuco	150
Tabla 49 Análisis de registro histórico estación San Rafael	151
Tabla 50 Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación San Rafael	152
Tabla 51 Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación San Rafael	153
Tabla 52 Valor máximo y mínimo admisible estación San Rafael	153
Tabla 53 Análisis de registro histórico estación Yanahuanca.....	154

Tabla 54 Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación Yanahuanca	155
Tabla 55 Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación Yanahuanca	156
Tabla 56 Valor máximo y mínimo admisible estación Huánuco	156
Tabla 57 Análisis de registro histórico corregido estación Yanahuanca	157
Tabla 58 Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación Yanahuanca	158
Tabla 59 Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación Yanahuanca	158
Tabla 60 Errores tipo I, tipo II.....	160
Tabla 61 Teórico de las distribuciones estación Cerro de Pasco	198
Tabla 62 Precipitación máxima para varios períodos de retorno estación Cerro de Pasco.....	198
Tabla 63 Teórico de las distribuciones estación Huánuco	199
Tabla 64 Precipitación máxima para varios períodos de retorno estación Huánuco	199
Tabla 65 Teórico de las distribuciones estación San Rafael	199
Tabla 66 Precipitación máxima para varios períodos de retorno estación San Rafael	200
Tabla 67 Teórico de las distribuciones estación Yanahuanca.....	200
Tabla 68 Precipitación máxima para varios períodos de retorno estación Yanahuanca	200
Tabla 69 Datos de la curva IDF subcuenca 01	205
Tabla 70 Datos de la curva IDF subcuenca 02	206
Tabla 71 Datos de la curva IDF subcuenca 03	207
Tabla 72 Datos de la curva IDF subcuenca 04	208
Tabla 73 Generación de hietogramas para tr=85 años subcuenca 01	211
Tabla 74 Generación de hietogramas para tr=50 años subcuenca 01	211
Tabla 75 Generación de hietogramas para tr = 25años subcuenca 01	212
Tabla 76 Generación de hietogramas para tr=25 años subcuenca 13	213
Tabla 77 Números CN para diferentes combinaciones suelo-vegetación ..	217
Tabla 78 Valores de periodo de retorno “t” años	221
Tabla 79 Valores máximos recomendados para riesgo admisible.....	222

Tabla 80 Caudal máximo recreado para el tramo de análisis en el río Huallaga	231
Tabla 81 Número de curva (cn) calibrados	231
Tabla 82 Caudal máximo recreado para el tramo de análisis en el río Huancachupa	232
Tabla 83 Número de curva (cn) calibrados	233
Tabla 84 Caudales máximos para diferentes periodos de retorno cuenca del río Huallaga	236
Tabla 85 Pendientes según relieve de cauce.....	241
Tabla 86 Coeficiente sísmico rio Solivin.....	241
Tabla 87 Aceleración de cálculo: $K_h=0.13$	248
Tabla 88 Estratos.....	249
Tabla 89 Relleno en trasdós	249
Tabla 90 Muro	250
Tabla 91 Cargas en el trasdós	253
Tabla 92 Fase 1: fase Carga permanente y empuje de tierras.....	253
Tabla 93 Carga permanente y empuje de tierras con porcentaje de sobrecarga y sismo.....	253
Tabla 94 Fase 2 Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas	254
Tabla 95 Carga permanente y empuje de tierras	254
Tabla 96 Carga permanente y empuje de tierras con porcentaje de sobrecarga y sismo.....	255
Tabla 97 Hipótesis	255
Tabla 98 Combinaciones para estados límite últimos	255
Tabla 99 Combinaciones para estados límite de servicio.....	256
Tabla 100 Descripción del armado	256
Tabla 101 Comprobaciones geométricas y de resistencia	256
Tabla 102 Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo)	261
Tabla 103 Cómputo	262
Tabla 104 Resumen de cómputo	264
Tabla 105 Condiciones del río (Cr)	269
Tabla 106 Grado de irregularidad (I)	269
Tabla 107 Secciones Variables (Sv)	269

Tabla 108 Efecto de las obstrucciones (Ef).....	270
Tabla 109 Vegetación (V)	270
Tabla 110 Grado de sinuosidad (g).....	270
Tabla 111 Los Datos del diseño hidráulico	275
Tabla 112 Parámetros hidráulicos	280
Tabla 113 Enrocado de protección	282
Tabla 114 Probabilidad anual (%) de gasto de diseño	284
Tabla 115 Valores de x y $1/(1+x)$ para suelos cohesivos y no cohesivos...	284
Tabla 116 Resultados del cálculo profundidad de socavación	286
Tabla 117 Tramos.....	288
Tabla 118 Caudal-coeficiente	289
Tabla 119 Altura de enrocado.....	289
Tabla 120 Diámetro medio de la roca	291
Tabla 121 Profundidad de socavación	293
Tabla 122 Presupuesto equipamiento por geocelda	303
Tabla 123 Presupuesto de muro de concreto armado	305
Tabla 124 Presupuesto muro tipo enrocado	308
Tabla 125 Valores factor de seguridad al volteo (FSV)	309
Tabla 126 Valores factor de seguridad al deslizamiento (FSD).....	309
Tabla 127 Valores presiones sobre el terreno.....	310
Tabla 128 Valores costo de material.....	311
Tabla 129 Valores costo de mano de obra.....	311

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Muro de contención en voladizo	37
Figura 2 Empuje Activo.....	38
Figura 3 Empuje Pasivo.....	38
Figura 4 Teoría de Coulomb	39
Figura 5 Teoría de Rankine	41
Figura 6 Empujes según Monobe Okabe	42
Figura 7 Resultante de esfuerzos	43
Figura 8 Resultante de empuje Dinámico	46
Figura 9 Corte en curvas de canales	49
Figura 10 Detalle de muros tipo enrocado	50
Figura 11 Método de Fellenius Bishop.....	54
Figura 12 Geometría de un bloque deslizante en un plano inclinado a un ángulo Ψ	55
Figura 13 Bloque Talud con superficie de falla plana a Ψ grados de la horizontal	56
Figura 14 Volcamiento por efecto del empuje del terreno	57
Figura 15 Ubicación geográfica Huánuco Provincia.....	81
Figura 16 Ubicación geográfica Del Río Huallaga y el Malecón Walker Soberón.....	82
Figura 17 Defensas ribereñas del Rio Huallaga.....	82
Figura 18 Zona de intervención del proyecto	91
Figura 19 Etapas que comprende el trabajo	92
Figura 20 Tramo de la margen izquierda del río Huallaga que colinda con la zona del proyecto	93
Figura 21 Margen izquierda del Huallaga adyacente a la zona de proyecto del Jr. Malecón Wlacker Soberón	93
Figura 22 Evaluación de campo de las condiciones del lecho del río Huallaga en el tramo de nuestro interés	94
Figura 23 Evaluación de campo de las condiciones del lecho del río Huallaga en el tramo de nuestro interés	94
Figura 24 Configuración del lecho del río Huallaga en el tramo donde se proyecta muros de protección.....	95

Figura 25 Recopilación de información cartográfica	96
Figura 26 Descarga de información espacial del MED.....	97
Figura 27 Proceso de delimitación de la cuenca.....	98
Figura 28 Captura ArcMap 10.5.....	99
Figura 29 Captura ArcMap 10.5.....	99
Figura 30 Captura ArcMap 10.5.....	100
Figura 31 Captura ArcMap 10.5.....	100
Figura 32 Captura ArcMap 10.5.....	101
Figura 33 Captura ArcMap 10.5.....	101
Figura 34 Captura ArcMap 10.5.....	101
Figura 35 Captura ArcMap 10.5.....	102
Figura 36 Captura ArcMap 10.5.....	102
Figura 37 Captura ArcMap 10.5.....	103
Figura 38 Captura ArcMap 10.5.....	103
Figura 39 Captura ArcMap 10.5.....	104
Figura 40 Captura hojas de cálculo	104
Figura 41 Captura hojas de cálculo	105
Figura 42 Gráfico de la curva hipsométrica de la cuenca de aporte del Huallaga hasta el punto de control.....	117
Figura 43 Gráfico de la curva hipsométrica de la cuenca de aporte del Huallaga hasta el punto de control.....	118
Figura 44 Polígono de frecuencia de áreas parciales de la cuenca de aporte hasta el punto de control.....	118
Figura 45 Perfil típico de ríos	120
Figura 46 Perfil del cauce principal del río Huallaga hasta punto de control	121
Figura 47 Orden de ríos en una cuenca.....	121
Figura 48 Red de drenaje de la cuenca de aporte del río Huallaga hasta zona de interés.....	131
Figura 49 Red de drenaje de la cuenca de aporte del río Huancachupa hasta tramo de interés.....	132
Figura 50 Histograma de PM 24horas estación Cerro de Pasco	136
Figura 51 Precipitación máxima de 24 horas estación Huánuco	137
Figura 52 Histograma de PM 24 horas estación San Rafael	138

Figura 53 Precipitación máxima de 24 horas estación Yanahuanca	139
Figura 54 Histograma de precipitación máxima en 24 horas estación Huánuco	148
Figura 55 Histograma de precipitación máxima en 24 horas estación San Rafael	152
Figura 56 Histograma de precipitación máxima en 24 horas estación Yanahuanca	155
Figura 57 Ajuste de datos a la distribución normal estación de Cerro de Pasco	169
Figura 58 Gráfico del ajuste a la distribución normal estación Cerro de Pasco	169
Figura 59 Ajuste de datos a la distribución log-normal 2 parámetros estación Cerro de Pasco.....	170
Figura 60 Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 2 parámetros estación Cerro de Pasco.....	170
Figura 61 Ajuste de datos a la distribución log-normal 3 parámetros estación Cerro de Pasco.....	171
Figura 62 Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 3 parámetros estación Cerro de Pasco.....	171
Figura 63 Ajuste de datos a la distribución gamma 2 parámetros estación Cerro de Pasco.....	172
Figura 64 Gráfico del ajuste a la distribución gamma 2 parámetros estación Cerro de Pasco.....	172
Figura 65 Ajuste de datos a la distribución gamma 3 parámetros estación Cerro de Pasco.....	173
Figura 66 Gráfico del ajuste a la distribución gamma 3 parámetros estación Cerro de Pasco.....	173
Figura 67 Ajuste de datos a la distribución Log-Pearson tipo III parámetros estación Cerro de Pasco.....	174
Figura 68 Gráfico de ajuste de datos a la distribución Log-Pearson tipo III parámetros estación Cerro de Pasco.....	174
Figura 69 Ajuste de datos a la distribución Gumbel estación Cerro de Pasco	175

Figura 70 Gráfico del ajuste a la distribución Gumbel estación Cerro de Pasco	175
Figura 71 Ajuste de datos a la distribución Log Gumbel estación Cerro de Pasco	176
Figura 72 Gráfico del ajuste a la distribución Log Gumbel estación Cerro de Pasco	176
Figura 73 Ajuste de datos a la distribución normal estación Huánuco	177
Figura 74 Gráfico del ajuste a la distribución normal estación Huánuco	177
Figura 75 Ajuste de datos a la distribución log normal 2 parámetros estación Huánuco	178
Figura 76 Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 2 parámetros estación Huánuco	178
Figura 77 Ajuste de datos a la distribución Log-normal 3 parámetros estación Huánuco	179
Figura 78 Gráfico del ajuste a la distribución Log-normal 3 parámetros estación Huánuco	179
Figura 79 Ajuste de datos a la distribución gamma 2 parámetros estación Huánuco	180
Figura 80 Gráfico del ajuste a la distribución gamma 2 parámetros estación Huánuco	180
Figura 81 Ajuste de datos a la distribución gamma 3 parámetros estación Huánuco	181
Figura 82 Gráfico del ajuste a la distribución gamma 3 parámetros estación Huánuco	181
Figura 83 Ajuste de datos a la distribución Log-Pearson tipo III estación Huánuco	182
Figura 84 Gráfico del ajuste a la distribución Log-Pearson tipo III estación Huánuco	182
Figura 85 Ajuste de datos a la distribución Gumbel estación Huánuco	183
Figura 86 Gráfico del ajuste a la distribución Gumbel estación Huánuco ...	183
Figura 87 Ajuste de datos a la distribución Log Gumbel estación Huánuco	184
Figura 88 Gráfico del ajuste a la distribución Log Gumbel estación Huánuco	184

Figura 89 Ajuste de datos a la distribución normal estación San Rafael	185
Figura 90 Gráfico del ajuste a la distribución normal estación San Rafael .	185
Figura 91 Ajuste de datos a la distribución log-normal 2 parámetros estación San Rafael.....	186
Figura 92 Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 2 parámetros estación San Rafael.....	186
Figura 93 Ajuste de datos a la distribución Log-normal 3 parámetros estación San Rafael.....	187
Figura 94 Gráfico del ajuste a la distribución Log-normal 3 parámetros estación San Rafael.....	187
Figura 95 Ajuste de datos a la distribución gamma 2 parámetros estación San Rafael.....	188
Figura 96 Gráfico del ajuste a la distribución gamma 2 parámetros estación San Rafael.....	188
Figura 97 Ajuste de datos a la distribución gamma 3 parámetros estación San Rafael.....	189
Figura 98 Gráfico del ajuste a la distribución gamma 3 parámetros estación San Rafael.....	189
Figura 99 Ajuste de datos a la distribución Log-Pearson tipo III estación San Rafael	190
Figura 100 Gráfico del ajuste a la distribución Log-Pearson tipo III estación San Rafael.....	190
Figura 101 Ajuste de datos a la distribución Gumbel estación San Rafael.	191
Figura 102 Gráfico del ajuste a la distribución Gumbel estación San Rafael	191
Figura 103 Ajuste de datos a la distribución Log Gumbel estación San Rafael	192
Figura 104 Gráfico del ajuste a la distribución Log Gumbel estación San Rafael	192
Figura 105 Ajuste de datos a la distribución normal estación Yanahuanca	193
Figura 106 Gráfico del ajuste a la distribución normal estación Yanahuanca	193
Figura 107 Ajuste de datos a la distribución log-normal 2 parámetros estación Yanahuanca	194

Figura 108 Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 2 parámetros estación Yanahuanca	194
Figura 109 Gráfico del ajuste de datos a la distribución gamma 2 parámetros estación Yanahuanca	195
Figura 110 Gráfico del ajuste a la distribución gamma 2 parámetros estación Yanahuanca	195
Figura 111 Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 2 parámetros estación Yanahuanca	196
Figura 112 Gráfico del ajuste a la distribución Gumbel estación Yanahuanca	196
Figura 113 Ajuste de datos a la distribución Log Gumbel estación Yanahuanca	197
Figura 114 Gráfico del ajuste a la distribución Log Gumbel estación Yanahuanca	197
Figura 115 Gráfico de curvas IDF subcuenca 01	206
Figura 116 Gráfico de curvas IDF Subcuenca 02	207
Figura 117 Gráfico de curvas IDF subcuenca 03	208
Figura 118 Gráfico de curvas IDF subcuenca 04	209
Figura 119 Datos de generación de hietogramas para tr=85 años subcuenca 01	211
Figura 120 Generación de hietogramas para tr=50 años subcuenca 01	212
Figura 121 Generación de hietogramas de diseño Tr= 50 años.....	213
Figura 122 Metodología propuesta para determinar curva número.....	218
Figura 123 Número de curva de la defensa ribereña sobre el río Huallaga	219
Figura 124 Riesgo en función de vida útil y periodo de retorno.....	221
Figura 125 Modelo de la cuenca Huallaga hasta el punto de control	224
Figura 126 Modelo de la cuenca Huancachupa hasta el punto de control .	225
Figura 127 Modelo meteorológico.....	226
Figura 128 Modelo de las precipitaciones cuenca Huallaga.....	227
Figura 129 Modelo de las precipitaciones cuenca Huancachupa.....	228
Figura 130 Modelo de las especificaciones de control	228
Figura 131 Condiciones para corrida del modelo	229
Figura 132 Huellas máximas tomadas en campo – sección representativa del río Huallaga	230

Figura 133 Sección de huellas máximas tomadas en campo río Huallaga.	230
Figura 134 Huellas máximas tomadas en campo – sección representativa del río Huancachupa	232
Figura 135 Sección de huellas máximas tomadas en campo río Huancachupa	232
Figura 136 Caudal máximo río Huallaga para un $t = 25$ años	233
Figura 137 Hidrograma máximo cuenca Huallaga para un $t = 25$ años.....	234
Figura 138 Caudal máximo río Huallaga para un $tr=50$ años	234
Figura 139 Hidrograma de la cuenca río Huallaga para $tr=50$ años	235
Figura 140 Caudal máximo río Huallaga para un $tr= 85$ años	235
Figura 141 Hidrograma de la cuenca Huallaga para $tr=85$ años	236
Figura 142 Caudal máximo río Huancachupa para un $t = 25$ años	236
Figura 143 Hidrograma de la cuenca Huancachupa para $tr=25$ años	237
Figura 144 Caudal máximo río Huancachupa para un $t = 50$ años	237
Figura 145 Hidrograma de la cuenca Huancachupa para $tr=50$ años	237
Figura 146 Caudal máximo río Huancachupa para un $t = 85$ años	238
Figura 147 Hidrograma de la cuenca Huancachupa para $tr= 85$ años	238
Figura 148 Zonificación sísmica del Perú	242
Figura 149 E030 Sismorresistente	244
Figura 150 Muro de contención y empuje activo	248
Figura 151 Zapata corrida.....	250
Figura 152 Fase 1: En condición normal.....	252
Figura 153 Fase 2: En condiciones de sobrecarga 1	252
Figura 154 Centro de círculo de deslizamiento	262
Figura 155 Intradós y trasdós	264
Figura 156 Ubicación del área de estudio (Fuente: Google Earth)	267
Figura 157 Topografía	273
Figura 158 Plano topográfico	274
Figura 159 Paso 1: Creamos la alineación del eje de río	276
Figura 160 Paso 1: Creamos las secciones transversales y los bordes del río	276
Figura 161 Paso 3: Exportamos las secciones ejes y cotas del terreno al HEC- RAS	277

Figura 162 Paso 4: Importamos la geometría de civil 3D y colocamos los parámetros hídricos	277
Figura 163 Exportaciones de las secciones generadas en Autocad Civil 3D	278
Figura 164 Vista en Planta modelamiento Hec- Ras río Tulumayo – Forma inicial	279
Figura 165 Sección 0+440 Modelamiento Hec-ras río Huallaga – Forma inicial	279
Figura 166 Enrocado de protección	281
Figura 167 Sección 0+440	283
Figura 168 Ángulo de reposo de material no cohesivo según la U.S Bureau of Reclamation.....	291
Figura 169 Corte en curvas de canales	295
Figura 170 Corte en curvas de canales	295
Figura 171 Gráfico final del enrocado en el tramo 1 progresiva 000-070 ...	297
Figura 172 Del Suelo	299
Figura 173 Del círculo de deslizamiento los siguientes datos:	299
Figura 174 Del sismo	300
Figura 175 El análisis de estabilidad nos resulta como sigue:	301
Figura 176 Donde nos indica que no requiere anclaje y la condición es satisfactoria para el corte realizado. Mejorando con la geocelda	301
Figura 177 Metrado de equipamiento por geocelda.....	302
Figura 178 Análisis de precios unitarios de equipamiento por geocelda	302
Figura 179 Metrado del encofrado muro de concreto armado.....	303
Figura 178 Metrado del concreto muro de concreto armado.....	303
Figura 181 Análisis precio unitario del encofrado muro de concreto armado	304
Figura 182 Análisis precio unitario del concreto muro de concreto armado	304
Figura 183 Metrado movilización del material granular muro tipo enrocado	306
Figura 184 Metrado relleno material de préstamo.....	306
Figura 185 Metrado geotextil	306
Figura 186 Área del volumen del enrocado	306
Figura 187 Metrado piedra para enrocado	307

Figura 188 Análisis precio unitario transporte material granular	307
Figura 189 Análisis precio unitario relleno material de préstamo	307
Figura 190 Análisis precio unitario geotextil.....	307
Figura 191 Análisis precio unitario enrocado de protección	308

RESUMEN

La presente investigación evalúa la posibilidad técnica y económica de distintos tipos de estructuras de defensa ribereña para la protección del malecón Walker Soberón, ubicado en Pillco Marca, Huánuco. Esta zona se ve afectada por procesos de erosión e inundaciones del río Huallaga, lo cual pone en riesgo la infraestructura y la seguridad pública. Para afrontar esta problemática, se propusieron tres alternativas: geoceldas, muros de concreto armado y muros tipo enrocado.

El trabajo adopta un enfoque aplicado, cuantitativo y de nivel explicativo, bajo un diseño cuasiexperimental. Se realizaron análisis técnicos y económicos en tres tramos críticos del malecón (progresivas 0+120, 1+860 y 2+980), evaluando elementos de seguridad al deslizamiento y volteo, así con el círculo de corte proporcionado por la geocelda (deslizamiento y volteo), así como la presión sobre el terreno, mediante trabajos de campo y uso de software especializado.

Los resultados del análisis técnico muestran que el muro tipo enrocado presenta el mayor rendimiento estructural, con factores de seguridad al volteo (11.80) y al deslizamiento (6.41), superando ampliamente los mínimos exigidos por el RNE. Aunque genera mayor presión sobre el terreno (9.28 tn/m²), esta se mantiene dentro del límite permisible, garantizando la estabilidad de la estructura en la ribera del río Huallaga.

Desde el punto de vista económico, el enrocado registra los menores costos en materiales (S/.6,083.86) y mano de obra (S/.50,350.24), aunque presenta un costo elevado en equipos (S/.210,801.90) por el uso intensivo de maquinaria para la extracción y colocación de roca. A pesar de ello, su resistencia, adaptabilidad y bajo mantenimiento lo posicionan como la solución más eficiente y sostenible para la defensa ribereña en el sector Walker Soberón.

Palabras clave: viabilidad técnica, viabilidad económica, estructura de defensa ribereña, protección, Walker Soberón.

ABSTRACT

This research evaluates the technical and economic feasibility of various types of riverbank protection structures for safeguarding the Walker Soberón boardwalk, located in Pillco Marca, Huánuco. This area is affected by erosion and flooding from the Huallaga River, posing risks to infrastructure and public safety. To address this issue, three alternatives were proposed: geocells, reinforced concrete walls, and rock-fill (riprap) walls.

The study follows an applied, quantitative, and explanatory approach using a quasi-experimental design. Technical and economic analyses were carried out in three critical sections of the boardwalk (stations 0+120, 1+860, and 2+980), evaluating sliding and overturning safety factors, as well as ground pressure, using fieldwork and specialized software.

The technical results show that the rock-fill wall provides the highest structural performance, with overturning and sliding safety factors of 11.80 and 6.41 respectively, greatly exceeding the minimum requirements set by the Peruvian Technical Building Code (RNE). Although it exerts higher ground pressure (9.28 tn/m²), this remains within acceptable limits, ensuring structural stability along the riverbank.

From an economic perspective, the rock-fill solution records the lowest costs in materials (S/.6,083.86) and labor (S/.50,350.24), although it shows a high equipment cost (S/.210,801.90) due to the intensive use of machinery for rock extraction and placement. Nevertheless, its durability, adaptability, and low maintenance needs make it the most efficient and sustainable solution for riverbank protection in the Walker Soberón sector.

Keywords: technical feasibility, economic feasibility, riparian defense structure, protection, walker soberón.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo investigativo, tuvo como fin principal establecer de qué forma influye la estructura de defensa ribereña, en la viabilidad tanto técnica como económica de la defensa del malecón Walker Soberón, ubicado en el distrito de Pillco Marca, provincia de Huánuco, en los márgenes del río Huallaga. En este contexto, el trabajo se enfoca en comprender cómo esta solución estructural impacta en los elementos de seguridad (al volteo y al deslizamiento, así como los círculos de estabilización al deslizamiento y volteo proporcionados por la geocelda), así como en los costos asociados a materiales directos, mano de obra (personal) y componentes necesarios para su implementación.

La importancia de esta investigación radica en su contribución al conocimiento técnico aplicado a la protección de infraestructuras urbanas vulnerables a fenómenos fluviales, como inundaciones y erosiones. Además, se busca evaluar alternativas sostenibles y rentables frente a eventos hidrometeorológicos, integrando herramientas de análisis como Cypecad, HEC-RAS y Hidroesta, además del uso de fichas de campo y la comparación de precios unitarios de obra.

Este trabajo de investigación se estructura en cinco capítulos que abordan de manera exhaustiva el problema y los aspectos teóricos, metodológicos y analíticos del estudio.

En el primer capítulo, se expone detalladamente la problemática, comenzando con la descripción general de las condiciones críticas del malecón, así como los objetivos generales y específicos que guían el estudio. Asimismo, se plantean las hipótesis generales y específicas, y se justifica la relevancia y viabilidad de la investigación, señalando también sus limitaciones.

El segundo capítulo, titulado Marco Teórico, desarrolla los antecedentes internacionales, nacionales y locales que contextualizan el problema, junto con los fundamentos teóricos y conceptos elementales. También se formulan

las hipótesis de investigación y se describen las variables involucradas y su operacionalización.

En el tercer capítulo, se detalla la Metodología aplicada, que corresponde a un nivel explicativo, de enfoque cuantitativo y diseño cuasiexperimental. Se describen la población, la muestra (conformada por tres tramos representativos del malecón ubicados en zonas críticas ante desbordes), los instrumentos para recolectar datos y las técnicas empleadas para el análisis económico y técnico de las alternativas estructurales.

El cuarto capítulo, Análisis de Datos y Contrastación de Hipótesis, presenta y procesa los datos recopilados, comparando los componentes de seguridad al volteo, así como al deslizamiento, además de los costos asociados a cada componente estructural.

En el quinto capítulo, Discusión de Resultados, se interpreta y analiza la información obtenida, contrastando las hipótesis planteadas con base en los resultados del análisis técnico-económico.

Finalmente, se muestran las conclusiones y recomendaciones, seguidas de las referencias bibliográficas y anexos que complementan el estudio.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En el Perú, la diversidad climática y topográfica hace que los fenómenos naturales, como las fuertes lluvias, hayan sido históricamente responsables de desastres, causando erosión, deslizamientos y derrumbes que afectan diversas infraestructuras, incluyendo construcciones civiles, hidráulicas y viales. La ausencia de planificación y medidas preventivas frente a estos eventos naturales ha contribuido significativamente al aumento del número de obras afectadas en el país.

En Huánuco el río Huallaga tiene problemas de desborde debido a la crecida de los ríos que junto a la negligencia de los vecinos que arrojan basura y desmontes hace que el río forme diques y cambien su curso saliéndose de su curso natural afectando terrenos de cultivo, viviendas y vías de tránsito, es por ello, que se viene construyendo múltiples defensas ribereñas de varios tipos como son; muros de concreto armado, gaviones, enrocados y con protección de geoceldas.

Según Córdova, D. (2017) en su trabajo de investigación recomienda a las autoridades locales tener en cuenta los puntos de riesgos e inundaciones del río Huallaga identificadas para el ordenamiento territorial mediático y/o la protección de las zonas urbanas mediante defensas ribereñas debido al crecimiento poblacional urbano que se tendrá a futuro, así mismo, identifica el tramo del puente Huancachupa al Puente Huallaga de la ciudad de Cayhuayna baja como crítico ante los desbordes del río.

Por ello se identificó a finales del año 2023 e inicios del año 2024, a efectos de las crecidas de los ríos Huallaga y Huancachupa problemas de desbordes, pérdidas de las plataformas en zonas de construcción y problemas de estabilidad de taludes en el malecón Walker Soberón, lo que conlleva a una pérdida económica para el estado peruano.

Por consiguiente, el análisis de viabilidad técnico-económica se enfoca en discernir cuál de las tres categorías de estructuras de obras longitudinales para la defensa ribereña sería la más apropiada en términos de diseño, tiempo de ejecución y costo para las riberas del río Huancachupa y Huallaga, los cuales atraviesan el malecón Walker Soberón en el distrito de Pillco Marca. Esto es crucial debido a los frecuentes desbordes provocados por eventos naturales extremos, impulsados por el cambio climático global, lo que aumenta el riesgo de daños económicos, materiales y humanos en la población cada año. Por lo tanto, es fundamental contar con un sistema de defensa ribereña efectivo para mitigar estos riesgos. El desafío radica en identificar la opción que brinde la mejor protección y resiliencia ante posibles desastres, al mismo tiempo que sea viable, desde el enfoque técnico y económico.

Se investigará técnicamente cuál de las tres tipologías de estructuras de defensa ribereña longitudinal es más adecuada, dado que cada una tiene un proceso constructivo diferente. Además, se tomará en cuenta la parte económica para seleccionar la estructura más apropiada, ya que el costo de construcción de cada una debe ser analizado detenidamente para tomar una decisión informada. El objetivo de este trabajo investigativo consiste en analizar tanto el comportamiento de la estructura como el coste de las tres formas de trabajos longitudinales de defensa de los márgenes, en contextos de diseño similares.

Es por ello que se plantea los siguientes problemas generales y específicos.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿CUÁL SERÁ LA VIABILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICA DE LA APLICACIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA DE DEFENSA RIBEREÑA PARA LA PROTECCIÓN DEL MALECÓN WALKER SOBERÓN, AÑO 2024?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿De qué forma influye el tipo de estructura de defensa ribereña en el factor de seguridad al volteo (FSV) para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024?
- ¿De qué manera repercute el tipo de estructura de defensa ribereña en el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024?
- ¿En qué forma influye el tipo de estructura de defensa ribereña, según el costo de material, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024?
- ¿Cómo influye el tipo de estructura de defensa ribereña, según los costos de la mano de obra, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024?
- ¿Cómo influye el tipo de estructura de defensa ribereña, según el costo de equipos, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar la viabilidad técnico-económica de la aplicación del tipo de estructura de defensa ribereña para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar la forma en que influye el tipo de estructura de defensa ribereña en el factor de seguridad al volteo (FSV) para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024.

- Establecer la manera en que repercute el tipo de estructura de defensa ribereña en el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024.
- Comprobar la forma en que influye el tipo de estructura de defensa ribereña, según el costo de material, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024.
- Precisar la influencia del tipo de estructura de defensa ribereña, según los costos de la mano de obra, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024.
- Puntualizar la influencia del tipo de estructura de defensa ribereña, según el costo de equipos, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024.

1.4. JUSTIFICACIÓN

La justificación de este trabajo de investigación radica en la necesidad de abordar y resolver los problemas relacionados con la estabilización de taludes inferiores y superiores, así como los problemas de las plataformas que requieren muros de contención en el malecón Walker Soberón.

La justificación social del presente estudio radica en los beneficios que proporcionará a los ciudadanos de Pillco Marca y las localidades cercanas. La construcción de mecanismos estructurales de protección de taludes en el malecón Walker Soberón mejorará significativamente el transporte de productos y el tránsito urbano. Esto agilizará el movimiento en la carretera central, lo que a su vez facilitará el acceso a bienes y servicios para la comunidad, optimizando la calidad de vida de los residentes locales.

La justificación teórica de este proyecto se centra en el método utilizado para analizar la estabilidad de taludes, el cual es un método del equilibrio límite. Este método se centra en el aguante al deslizamiento de los taludes, considerando diversas hipótesis sobre el componente de falla, condiciones de nivel freático, equilibrio, resistencia al corte, leyes de esfuerzos y condiciones

geotécnicas. Además, los criterios de cálculo se basan en normativas tanto extranjeras como nacionales, adaptadas según las características específicas del proyecto. Esta elección metodológica permite un análisis riguroso y académicamente sólido de la estabilidad de los taludes en el malecón Walker Soberón.

1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

De tiempo, los estudios de campo se efectuaron en un lapso de hasta tres semanas, dado el limitado tiempo que nos proporcionaron los responsables del área de estudio. La recopilación de información y los trabajos de gabinete, donde se llevaron a cabo el análisis estructural y la elaboración de los costos, fueron etapas críticas de la investigación y se realizaron después de los trabajos de campo en un plazo máximo de 30 días.

De alcance, La investigación se enfocó exclusivamente en el análisis de muros de contención y defensas ribereñas de diversos tipos, con el objetivo de seleccionar la opción óptima basada en su comportamiento estructural y su viabilidad económica para el proyecto. Los aspectos de la investigación se centraron en el método del equilibrio límite, los cortantes últimos y locales, así como la resistencia a la fluencia, elongación y desgarro. Se utilizaron normativas tanto nacionales como internacionales, incluyendo la E060, E030, ACI 318-19 y la ASHTTO LRFD 2020, como marcos de referencia para el análisis y la evaluación de las estructuras.

De lugar, la investigación de este proyecto de tesis se limita al malecón Walker Soberón en la ciudad de Pillco Marca, ubicada en la región de Huánuco.

1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

El proyecto de investigación en cuestión muestra una viabilidad prometedora, pues dispone de las herramientas necesarias para efectuar una recolección de datos óptima y una evaluación exhaustiva de los mismos. Además, se encuentra bien equipado para realizar ambos procesos de manera efectiva.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Tuquerres (2022), en el trabajo que tuvo como propósito obtener su licenciatura como ingeniero civil (Ecuador), cuyo objetivo fue identificar, analizar y valorar los posibles efectos económicos derivados de la construcción de estructuras de prevención y mitigación, como los muros de gaviones, utilizados para gestionar adecuadamente el control de los cauces. Se busca determinar acciones que puedan prevenir, reducir o eliminar los impactos adversos asociados, especialmente en relación con el entorno natural circundante. Teniendo como resultados, que los muros con espesores mayores en la garganta y corona, cumplen mejor ante una estabilización, pero tiene una capacidad baja para soportar deslizamientos. Y como conclusiones Destacaron la notable eficacia de los diques de gaviones en la conservación del suelo, la disminución de la velocidad de desbordamiento y su papel en el mantenimiento de la infiltración del agua y la revitalización de las fuentes hídricas. Subrayaron la importancia de la colaboración de expertos en este tipo de trabajo.

Santana (2021), en su tesis para graduarse y obtener la licenciatura en ingeniería Civil (Ecuador), tuvo como objetivo principal del trabajo diseñar un muro de gaviones en el borde derecho del río Vinces, abarcando las coordenadas 0+683-0+783 de la vía Banepo, con el fin de protegerla del desgaste que representa una amenaza para las viviendas, la carretera y el centro educativo del área. La metodología empleada fue de tipo correlacional, con un enfoque cuantitativo y cualitativo, y el diseño del estudio fue no experimental, aplicado de manera transversal. Además, se pretende examinar la información disponible en el estudio geotécnico para realizar la cimentación del muro de gaviones, llevar a

cabo un estudio topográfico del tramo del río entre las coordenadas mencionadas, realizar el dimensionamiento y evaluar el comportamiento adecuado del muro de gaviones de acuerdo con la metodología establecida, así como elaborar el presupuesto necesario para la implementación del proyecto. Obtuvo como resultado final que un muro con una altura total de 6.50 metros, compuesto por 6 filas de gaviones con una altura de 1 metro cada una, más 0.50 metros correspondientes a la cimentación. La estructura presentó un ancho inferior (cimentación) de 6.00 mts. y un ancho superior (corona) de 1.5 mts. Se utilizaron cajones con tres dimensiones distintas para lograr un traslape efectivo entre los gaviones, así como se diseñó específicamente la cimentación del muro. Que tiene como conclusión se resalta que el dimensionamiento del muro se efectuó teniendo en cuenta la topografía actual y el nivel de socavación determinado mediante la ecuación de Komura.

Astudillo y Parra (2021), en una investigación para graduarse como Ingeniero Civil (Ecuador). Se planteó como propósito fijar los taludes de la zona de análisis a través de la instalación de muros de contención. Se procedió a la evaluación de estas alternativas teniendo en cuenta factores como la mecánica de suelos, la viabilidad económica y técnica, con la finalidad de elegir la opción más apropiada. Con base en los hallazgos geotécnicos, se identifica un estrato singular, situado a un nivel de 0.00 a 3.00m. Este estrato se compone de un suelo fino el cual, de acuerdo con el SUCS, se clasifica como MH, limos inorgánicos de alta compresibilidad. En resumen, se concluye que la naturaleza del terreno predomina influye en la arquitectura y dimensiones del muro de contención, así como en su costo vinculado. En ese proyecto, se consideró la posibilidad de sustituir el material de base para asegurar los estándares de seguridad requeridos. Además, dado que los muros no superarán los 5.00 metros, se optará por construir muros de hormigón ciclópeo.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

Fernández (2023), en una investigación para conseguir su licenciatura como ingeniero civil en la Universidad Católica los Ángeles de Chimbote, se propuso realizar la evaluación del enrocado con el propósito de fortalecer la defensa de los márgenes del río Pampas, ubicado en el distrito de Vilcanchos, provincia de Víctor Fajardo (Ayacucho), durante el año 2023. Obteniendo como resultados que la constitución de defensa ribereña adoptó la forma de un enrocado, como respuesta al aumento del caudal del río. La erosión del suelo llevó a la degradación del talud, resultando en una pérdida de la forma original del muro de enrocado. Este fenómeno evidencia la vulnerabilidad de la estructura ante las fuerzas naturales, subrayando la importancia de evaluar y reforzar la estabilidad del enrocado para garantizar una defensa costera efectiva en condiciones cambiantes del entorno fluvial. Finalmente, como conclusión se señaló que la evaluación detallada de las progresivas revela una serie de desafíos significativos en cuanto a la estabilidad de la estructura. Estos desafíos van desde la vulnerabilidad ante crecidas del río hasta la propensión al desprendimiento de gaviones, la erosión aguas abajo del muro y el riesgo inminente asociado a la trayectoria del flujo de agua. Estos hallazgos resaltan la necesidad urgente de implementar intervenciones específicas y adaptadas a cada tramo con el fin de prevenir posibles fallos y garantizar la estabilidad general de la infraestructura.

Castañeda y Paredes (2021), en su trabajo para conseguir la licenciatura de Ingeniero civil en la Universidad Cesar Vallejo, se planteó llevar a cabo el trazo de la defensa del río Lacramarca que abarca desde la localidad de Jorge Chávez hasta el denominado Los Pescadores, en la Provincia de Santa (Ancash). En la metodología se empleó un diseño investigativo de tipo transversal y descriptivo, no experimental. La muestra consistió en cinco tramos en cada margen del río que carecían de defensa ribereña. En el margen izquierdo se encontraba una longitud de 4.775 km, mientras que en el margen derecho la longitud era de 5.285

km, sumando en total 10.060 km. La recopilación de información se efectuó utilizando la metodología de observación y análisis documental. Los instrumentos empleados consistieron en una ficha para la recopilación de datos y una ficha de resumen. Subsecuentemente, los datos fueron sometidos a análisis mediante el uso de software especializado. De acuerdo con los hallazgos derivados, se ha establecido que los diversos sistemas de contención ejercen una influencia sobre el componente de seguridad al volteo, tal y como se muestra a continuación: el equipamiento mediante geocelda con un valor de 7.68, el muro de concreto armado con 5.22 y el muro tipo enrocado con 11.80, tal como se ilustra en la tabla N°68. Concluyendo que todos estos valores satisfacen el límite determinado de 2.00 conforme al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). No obstante, al examinar estos hallazgos, se constata que el muro de contención de tipo enrocado exhibe una actuación superior en comparación con este indicador.

Castro (2019), en su trabajo para alcanzar la licenciatura de Ingeniero civil, también en la Universidad Cesar Vallejo, se propuso examinar la conducta orgánica de los muros de defensa en espacios de infiltración profunda, en la localidad de Chosica, durante el año 2019. Cuya metodología se trató de un trabajo de tipo aplicado, de diseño no experimental a nivel descriptivo. La población, abarcó el espacio más habitado y afectado de Chosica. Para la recolección y el análisis, se optó por dos estructuras de sujeción: el muro de mampostería y el muro armado en voladizo. Asimismo, se emplearon fichas como herramientas para reunir los datos esenciales para la investigación. Tanto para un muro de defensa de concreto armado en voladizo y un muro de concreto armado, se determinó el FSV y el FCD. En terrenos húmedos, el componente de seguridad al volteo alcanzó 3.18 y 2.55, mientras que el componente de seguridad al deslizamiento alcanzó 2.97 y 3.20, ambos superando el umbral de 1.50. En un terreno saturado, el elemento de seguridad al deslizamiento para ambos tipos de muros alcanzó 3.13 y 2.46, respectivamente, superando el umbral de 1.50. En resumen, los hallazgos revelaron que el muro de contención de gravedad experimentó

una merma del 4.38% y 3.53% en el FSD mientras que el muro de concreto armado en voladizo experimentó una disminución del 2.69% y 1.57% en el FSD y FSV. En comparación con ambos tipos de terreno, seco y saturado. Estas cifras se comparan con ambos tipos de terreno, seco y saturado.

2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES

Cervantes (2022), en su investigación para optar por la licenciatura como Ingeniero Civil en la universidad Nacional Hermilio Valdizán (Huánuco). Se planteó analizar una gama diversa de sistemas estructurales de defensa en voladizo, para estabilizar los taludes en el área de Huayco Las Moras, con el fin de proteger tanto la zona residencial de Leoncio Prado como las edificaciones circundantes. Cuya metodología se trató de un trabajo con un diseño no experimental, de tipo aplicada, con un nivel descriptivo. El estudio se centró en la zona habitada y afectada de Las Moras. Para la recolección y el muestreo, se optó por dos estrategias de contención: el muro armado en voladizo. Se emplearon fichas de recolección de información como herramientas para reunir los datos esenciales para la investigación. Resultando que los valores obtenidos en todos los taludes del huaico que involucran al AA. HH Leoncio Prado oscilan entre 0.6 y 0.7, siendo inferiores a la normativa CE. 020 relacionada al fortalecimiento de Terrenos y Taludes. Como los criterios de seguridad fueron inferiores a los exigidos por la normativa, se propusieron medidas de respaldo, como muros de contención en voladizo para alturas superiores a 5.00 metros. Finalmente, se llegaron a las conclusiones de que los diseños de muros voladizos serán moldeados por las particularidades del terreno de cimiento, la fuerza sísmica y el relleno a sostener, provocando estructuras exageradas con costos que superan al estándar. No obstante, en circunstancias cotidianas, estos muros de contención de tipo voladizo se ajustan a las exigencias básicas de las normativas de puentes 2019 y el reglamento nacional de edificaciones, garantizando así su seguridad ante cualquier giro o deslizamiento y asegurando su operatividad.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. MURO DE CONCRETO ARMADO

Son elementos estructurales, cuyo principal objetivo es servir de contención, puede ser de un terreno natural (puede ser de un montículo de tierra), un terreno artificial y o de algún material o elemento que se quiere almacenar (alguna represa). Estos muros fundamentalmente trabajan sometidos a fuerzas a flexión. En numerosas ocasiones estos muros cumplen la función de cimiento, esto sucede al momento de que estos transmiten las presiones suministradas de los de los forjados o columnas a la coronación del muro, esto es más visible en muros de sótanos o en otros.

2.2.1.1. PARTES DE UN MURO DE CONCRETO ARMADO

- a) Punta: Es la parte de la base del muro que pertenece a la cimentación que se encuentra debajo del intradós, generalmente exterior al relleno.
- a) Dentellón: Parte del cimiento que se empotra en el suelo para brindar una mayor sujeción.
- b) Talón: Parte opuesta a la punta que pertenece a la cimentación, que se encuentra por debajo del relleno del trasdós.
- c) Alzado o cuerpo: Parte del muro que se eleva a partir de sus cimientos, y que presenta una altura y grosor determinado en función de la carga a soportar.
- d) Intradós: Superficie exterior del alzado.
- e) Trasdós: superficie interior del alzado, está en contacto con el terreno contenido.

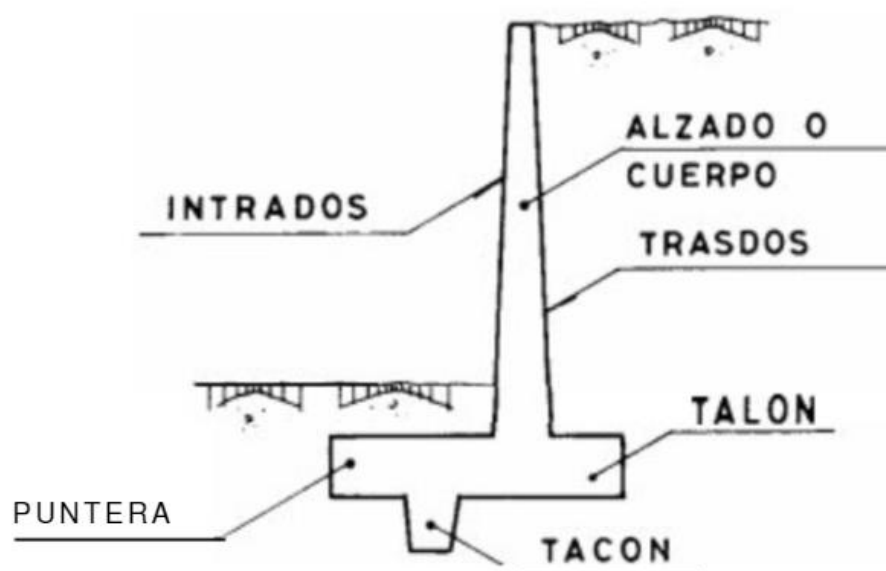
2.2.2. MURO DE CONCRETO ARMADO EN VOLADIZO

Son muros de concreto armado cuyo perfil típico es una T o L y, en su mayoría, incluyen al menos una fracción del relleno para garantizar su estabilidad. Este es el muro predominante en la práctica del calculista

y su construcción resulta considerablemente más económica para muros de hasta 8.00 metros de altura. Para el método de análisis para el diseño de este tipo de muros, se considerarán los estados de empuje activo y empuje pasivo de tierras, además deberán estimarse los incrementos en el empuje de tierra ocasionados por sobrecargas superficiales, para finalizar con las revisiones de estabilidad correspondientes que deben satisfacerse.

Figura 1

Muro de contención en voladizo

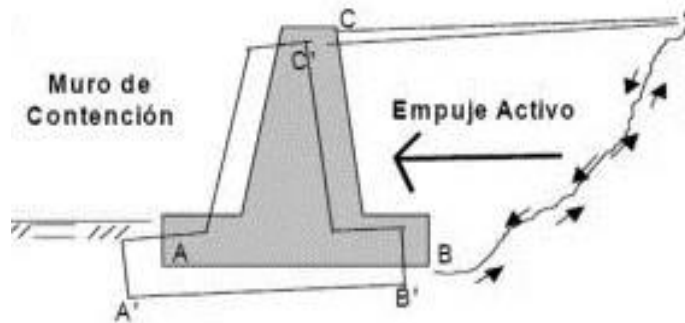


Nota. Adaptado de *Muros de Contención y muros de sótano* (p.11), por José Calatrava, 1989, Editorial Intemac.

2.2.2.1. TEORÍA PARA EMPUJE ACTIVO Y PASIVO

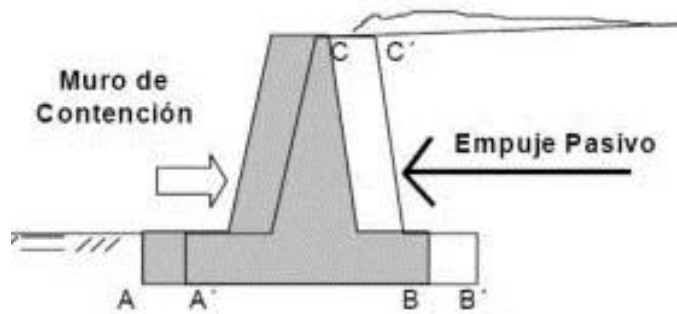
Las fuerzas que los terrenos ejercen sobre un muro de contención, ya sea en su entramado o en su base, se conocen como empujes de tierra. El empuje activo emerge cuando el sistema de freno se gira y se desplaza hacia el escenario, desencadenando su expansión. En este contexto, se registra el impulso mínimo. El empuje pasivo surge cuando la estructura de sujeción se gira y se desplaza hacia la parte interna del suelo, desencadenando una compresión. En este escenario, se registra el fervor extremo.

Figura 2
Empuje Activo



Nota. Adaptado *Empuje activo pasivo y reposo*, (p. 6), por Eduardo Bas, 2019.

Figura 3
Empuje Pasivo



Nota. Adaptado *Empuje activo pasivo y reposo*, (p. 6), por Eduardo Bas, 2019.

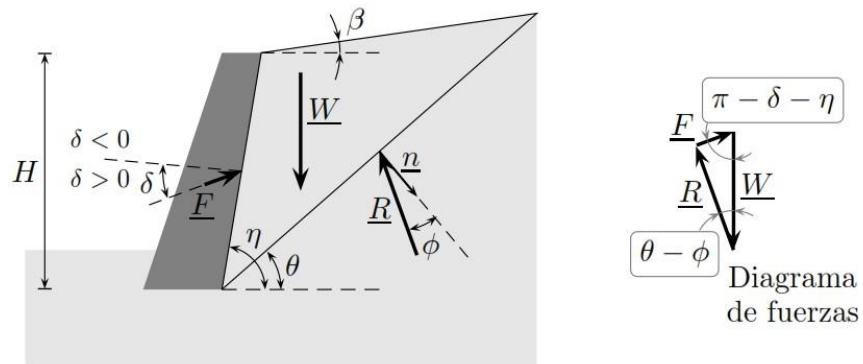
2.2.2.2. TEORÍA DE COULOMB

El ingeniero francés Charles-Augustin de Coulomb (1776) se sumergió en la exploración e indagación de las fuerzas laterales ejercidas por los terrenos y las estructuras para la contención, destacando como un fundador en esta disciplina. La teoría de Coulomb revela el efecto de los empujes del suelo, tanto los pasivos como los activos, sin considerar las tensiones presentes en la parte del muro que se encuentra en contacto con el suelo. Este enfoque se apoya en dos teorías fundamentales. La primera teoría postula que el área de fractura se encuentra en una línea que serpentea por la parte de abajo del muro. La 2da teoría sugiere que las fuerzas que impactan el trasdós del muro poseen un rumbo conocido, o que el ángulo de fricción entre el trasdós del muro y el suelo (δ) es un dato

conocido. Figura 3 Empuje activo y pasivo a través del paradigma de Coulomb (Pag.124).

Figura 4

Teoría de Coulomb



Nota. Adaptado de *Muros de Contención y muros de sótano* (p.29), por José Calatrava, 2010, Editorial Intemac.

El balance de energías en la cuña de terreno situada en el lado trasero del muro.

Nos encontramos con tres Fuerzas: la reacción R, el peso W aplicada sobre el área de ruptura y la fuerza realizada por la inclinación δ del muro en relación con el plano muro-suelo normal. La resultante se designará como F_a en el tema activo, si la pendiente de R genera un ángulo $+\phi$ con n. Para el caso de empuje pasivo, se designará como F_p , si la reacción entre R y n y el ángulo es $-\phi$.

La determinación de los valores de F_p y F_a puede realizarse mediante el examen límite de la teoría de plasticidad. Por consiguiente, el estudio propuesto por Coulomb es de carácter fundamentalmente cinemático, lo cual facilita la determinación precisa del ángulo de la superficie crítica:

- Mermando la fricción que se puede movilizar, o de manera análoga, extendiendo la fuerza que la cuña de terreno en movimiento practica sobre el muro de contención durante su desplazamiento (en el caso de empuje activo).

- Optimizando la fricción cuando la estructura de contención se desplaza en dirección al terreno (en el caso de un empuje pasivo).

2.2.2.3. TEORÍA DE RANKINE

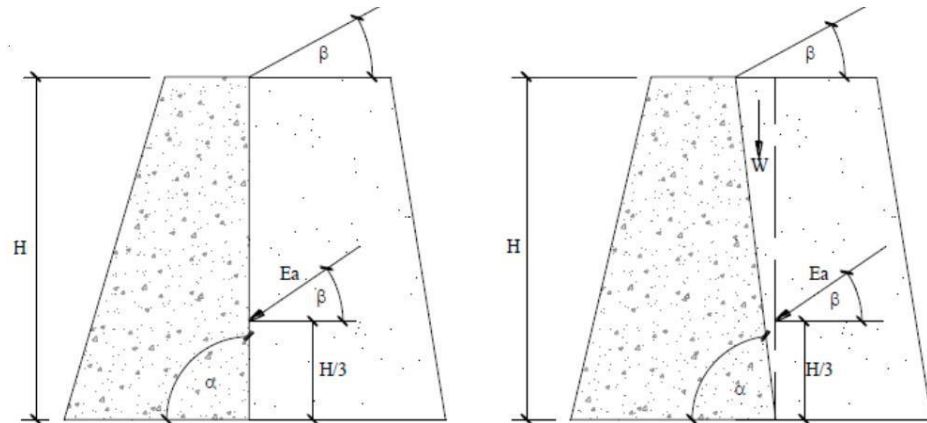
En su investigación llevada a cabo con el suelo en 1857, Rankine conceptualiza al suelo como una masa en un estado de equilibrio plástico, el cual representa el estado más bajo posible para el suelo, caracterizado por su extremidad y su potencial de fractura.

Dentro del marco teórico de la teoría de Rankine, el proceso de cálculo para la determinación de los empujes ejercidos por el suelo sobre las estructuras de contención resulta ser considerablemente más accesible en comparación con el enfoque propuesto por la teoría de Coulomb. Esta mayor simplicidad se fundamenta en las premisas y supuestos contemplados en su planteamiento teórico, los cuales abarcan una serie de consideraciones detalladas que abren paso a un análisis más profundo y preciso de la interacción suelo-estructura:

- El suelo constituye una masa homogénea e isótropa.
- La superficie del terreno no presenta un rozamiento con el muro.
- El paramento posterior del muro se caracteriza por su orientación vertical.
- La resultante del empuje de tierras está aplicada a un tercio de la altura del muro, medida desde su base.
- El empuje de tierra a la inclinación del terreno se considera paralelo, resultando en la formación del ángulo β con la horizontal.

Figura 5

Teoría de Rankine



Nota. Adaptado de *Muros de Contención y muros de sótano* (p.25), por José Calatrava, 2010, Editorial Intemac.

2.2.2.4. CÁLCULO DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO (MONONOBE OKABE)

Se trata de un método plástico, el cual presenta la limitación de ser válido únicamente para terrenos granulares. Este método tiene un carácter pseudoestático, ya que además de considerar las fuerzas de empuje en situación estática, también tiene en cuenta las fuerzas inerciales y los sobre empujes provocados por eventos sísmicos.

Dado que se trata de un muro de contención en ménsula, que puede experimentar movimientos en su parte superior, los empujes en el trasdós serán predominantemente activos. Por otro lado, en la parte de la zapata que queda enterrada en el intradós, se presentará una resistencia pasiva al movimiento.

Aunque conceptualmente bastante simple, el procedimiento modificado M-O ofrece un instrumento valioso para la estimación de las cargas sísmicas ejercidas sobre muros de contención. El factor de aceleración horizontal positivo provoca que el impulso total supere al impulso total estático y que el impulso pasivo total sea menor al impulso pasivo estático.

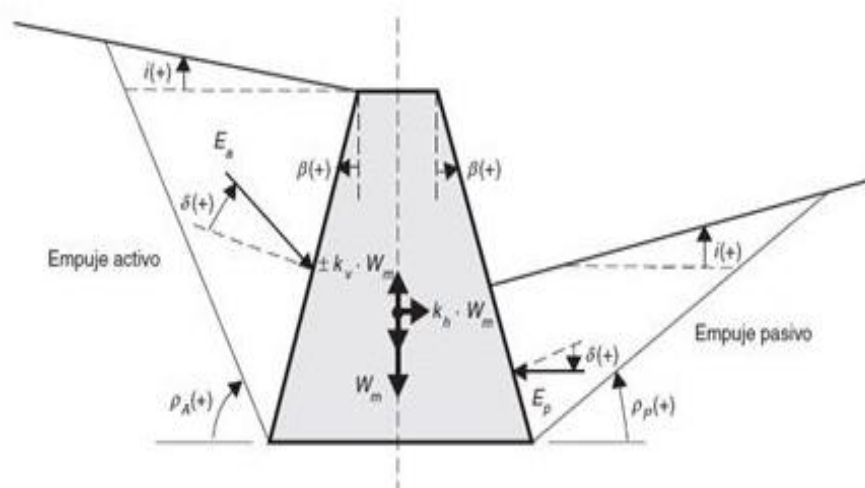
En vista de que la estabilidad de un muro específico suele disminuir debido a un aumento en el empuje activo y/o una reducción en el empuje pasivo, el método de Mononobe-Okabe genera cargas sísmicas que son más críticas que las cargas estáticas que operan previo al sismo.

En su calidad de extensión pseudoestática del análisis de Coulomb, el método M-O se encuentra sujeto a todas las restricciones inherentes a los análisis pseudoestáticos, así como a las restricciones inherentes a la teoría de Coulomb.

Pues bien, siguiendo la nomenclatura de la siguiente figura:

Figura 6

Empujes según Monobe Okabe



Nota. Adaptado de Diseño sísmico de Muros de contención (p.5), por Juan Valenzuela, 2017.

Cuando no hay sismo (que afortunadamente es casi siempre), la resultante de empujes activos EAE y pasivos EPE, viene dada por:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE}$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{PE}$$

Donde:

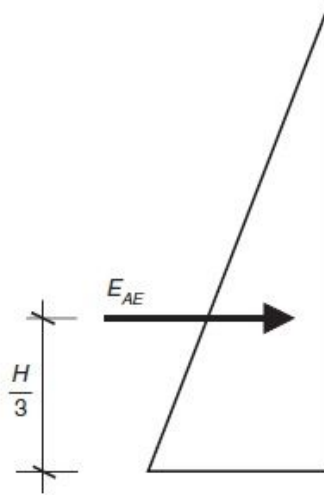
$$K_{AE} = \frac{\cos^2 (\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos (\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - i)}{\cos (\delta + \beta) \cos (i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2 (\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos (\delta - \beta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi - \delta) \sin (\phi + i)}{\cos (\delta - \beta) \cos (i - \beta)}} \right]^2}$$

En caso de un terreno uniforme y homogéneo, la distribución de empujes viene dada según una ley triangular, con la posición del resultando a 1/3 de la altura del muro.

Figura 7

Resultante de esfuerzos



Nota. Adaptado de *Muros de Contención y muros de sótano* (p.36), por José Calatrava, 2010, Editorial Intermac.

Cuando ocurre el sismo, la resultante de empujes activos EAD y pasivos EPD, viene dada ahora por:

$$E_{AD} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AD}$$

$$E_{PD} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{PD}$$

Donde:

$$K_{AD} = \frac{(1 \pm k_v) \cos^2 (\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - i - \theta)}{\cos (\delta + \beta + \theta) \cos (i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{PD} = \frac{(1 \pm k_v) \cos^2 (\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi + i - \theta)}{\cos (\delta - \beta + \theta) \cos (i - \beta)}} \right]^2}$$

Siendo:

$$\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

Pudiendo considerar el coeficiente sísmico horizontal en función de la aceleración de cálculo como:

$$k_h = \frac{a_c}{g}$$

Ahora bien, hay que tener en cuenta que en las fórmulas anteriores, al obtener los coeficientes de empuje dinámico, si $(i + \alpha > \Phi)$, el término seno $(\Phi - i - \alpha)$ resulta negativo. Esto implica el cálculo de una raíz cuadrada con signo negativo y la consiguiente solución con números complejos, que a los técnicos nos resultan tan graciosos. Respecto a la localización de la resultante de empujes, no es tan sencilla como en el caso estático. Por ello, lo que se hace es considerar que el empuje activo dinámico total viene dado por el empuje estático más un incremento debido al empuje dinámico.

$$\Delta E_{AD} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_{AD} - K_{AE})$$

De esta forma la localización de resultantes de empujes es más sencilla, resultando el incremento de empuje dinámico un triángulo invertido respecto al caso estático (la base mayor del triángulo ahora quedaría en la coronación del muro). La resultante “Eat”:

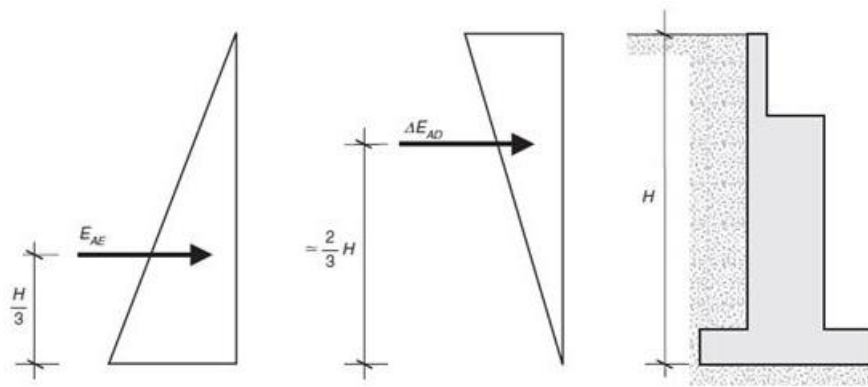
$$E_{AT} = E_{AE} + \Delta E_{AD}$$

El empuje activo dinámico (EAD) es la fuerza ejercida por el suelo sobre una estructura de retención, como un muro de contención, bajo condiciones dinámicas, como las causadas por un terremoto. Este empuje es mayor que el empuje activo estático debido a las fuerzas adicionales inducidas por la aceleración sísmica. El EAD se calcula sumando el empuje activo estático (que es la presión ejercida por el suelo en condiciones de reposo o con movimientos mínimos) y un incremento dinámico que resulta de la actividad sísmica. Este incremento se puede determinar utilizando métodos y fórmulas específicas que consideran la aceleración del suelo, el ángulo de fricción del suelo, y otros parámetros relevantes.

El empuje pasivo dinámico (EPD) es la resistencia ofrecida por el suelo a una estructura de retención cuando la estructura se desplaza hacia el suelo bajo condiciones dinámicas, como durante un terremoto. Al igual que el empuje activo, el empuje pasivo estático (la resistencia del suelo en condiciones de reposo) se incrementa debido a las fuerzas dinámicas inducidas por la aceleración sísmica. El EPD se calcula considerando tanto el empuje pasivo estático como el incremento adicional debido a las condiciones sísmicas. Este incremento dinámico toma en cuenta factores como la aceleración sísmica, las propiedades del suelo, y el ángulo de fricción interna del suelo.

Figura 8

Resultante de empuje Dinámico



Nota. Adaptado de *Muros de Contención y muros de sótano* (p.37), por José Calatrava, 2010, Editorial Intemac.

Es esencial considerar que, aunque al principio podría parecer que la situación sísmica resultaría en un incremento de los empujes en contraste con el caso estático, no siempre indica la condición más desfavorable para el diseño de la estructura. Esto se debe a que cada situación, ya sea persistente o transitoria (como en el caso estático) o sísmica (como en el caso dinámico), requiere coeficientes parciales de seguridad claramente diferenciados.

2.2.3. MURO DE ENROCADO

El proceso implica la edificación de una estructura compuesta por rocas, ubicadas o acomodadas mediante el uso de equipos mecánicos como cargadores frontales, tractores, retroexcavadoras o grúas, con el propósito de resguardar los taludes, previniendo su desprendimiento o erosión; actuando como una barrera al pie de los taludes; en áreas críticas que se ajustan a su diligencia o conforme a las directrices de la Supervisión. Los enrocados también se emplearán para resguardar las estructuras de la socavación y erosión inducidas por las aguas, incluyendo la protección de riberas, entradas y salidas de puentes, pontones, alcantarillas y badenes, entre otros.

2.2.3.1. DISEÑO DE ENROCADOS SEGÚN U.S DEPARTMENT OF TRANSPORTATION

La metodología que rige es diseñada bajo condiciones hidráulicas y en zonas que la topografía lo permita, además, planteadas en lugares con enrocados con características mecánicas adecuadas de diseño. Es por ello, que se explica la metodología que se debió realizar para este tipo de muros a continuación:

Tener en cuenta estudios básicos detallados, tales como:

- Hidrología, que nos permita conocer las máximas avenidas, el NAME, y la velocidad.
- Topografía, que nos permita conocer la configuración de la zona, y así poder conocer las zonas de inundaciones mediante un software automatizado.
- EMS (estudio de mecánica de suelos), que nos ayude a conocer las particularidades del suelo, tal como la capacidad portante, el ángulo de fricción y granulometría que nos podrá ayudar a calcular la profundidad de socavación.
- EMR (estudio de mecánica de rocas), que nos ayudara a conocer, la densidad absoluta de la roca, densidad aparente de la roca, absorción, porosidad y resistencia a la carga puntual.

El diseño de enrocados sigue metodologías de diseño, una de las más conocidas es dada por el cuerpo de ingenieros de EE.UU. (1970), que tiene el siguiente procedimiento.

La sección geométrica se elabora mediante el empleo de datos de hidrología, topografía del área de estudio, análisis de canteras. A continuación, se lleva a cabo un modelado hidráulico del tramo del río a diseñar. Mediante la utilización del coeficiente de Manning y el valor del caudal máximo, se logra identificar las áreas de inundación. Asimismo, se determina la tirante, el número

de Froude, el nivel de cimentación y la velocidad que se establece en función de la socavación. Esto facilitará la determinación de la profundidad de la uña de cimentación y la altura de enrocado.

A continuación, se procederá a calcular el diámetro medio de la roca. Para establecer este diámetro, se empleó el método propuesto por el Departamento de Transporte de los EE.UU., que propone las siguientes relaciones:

$$D'_{50} = \frac{0.00594V^3}{y_m^{0.5} \cdot K_1^{1.5}} \quad K_1 = \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}\right)^{0.50}$$

$$D_{50} = C \cdot D'_{50}$$

$$C = C_{sg} \cdot C_{sf} \quad C_{sg} = \frac{2.12}{(\gamma_s - 1)^{1.5}} \quad C_{sf} = \left(\frac{FS}{1.2}\right)^{1.5}$$

Posteriormente, se procede al cálculo del grosor mínimo del enrocado (T), el cual se establece conforme a los encargos formulados por el Cuerpo de Ingenieros de los EE.UU. en 1970. Se establece que la dimensión mínima de la roca debe ser D=90cm. Procediendo con la elaboración del diseño del ancho de la base (A), que se calcula por la fórmula A=1.50e, donde “e” representa la profundidad de la socavación.

En última instancia, se llevan a cabo las evaluaciones de estabilidad y resistencia. La regla de estabilización mediante enrocado se fundamenta en la cuantificación analítica de los valores de corte producidos por el flujo en el cauce y la aptitud del enrocado de protección para resistir dichos esfuerzos de corte. Esta evaluación abarca la determinación de la granulometría apropiada del enrocado, el ángulo de reposo del material y la cohesión interna del mismo. Además, se considera la resistencia a la erosión y la capacidad del enrocado para disipar la energía del flujo de agua, minimizando el riesgo de socavación. También se verifican las condiciones de asentamiento y compactación del

enrocado, asegurando que no haya deslizamientos ni desplazamientos significativos que puedan comprometer la integridad de la estructura de protección. Se emplean modelos matemáticos y simulaciones hidráulicas para prever el comportamiento del enrocado bajo diferentes condiciones de flujo, garantizando así su efectividad y durabilidad a largo plazo.

El cortante local se calcula con

$$\tau_0 = \frac{\gamma \bar{V}^2}{(18 \log \frac{12.2y}{D_{50}})^2}$$

Del cual se obtienen los datos siguientes:

γ : Peso específico del agua: 1000 Kg/m³

V : Velocidad media del agua (m/s)

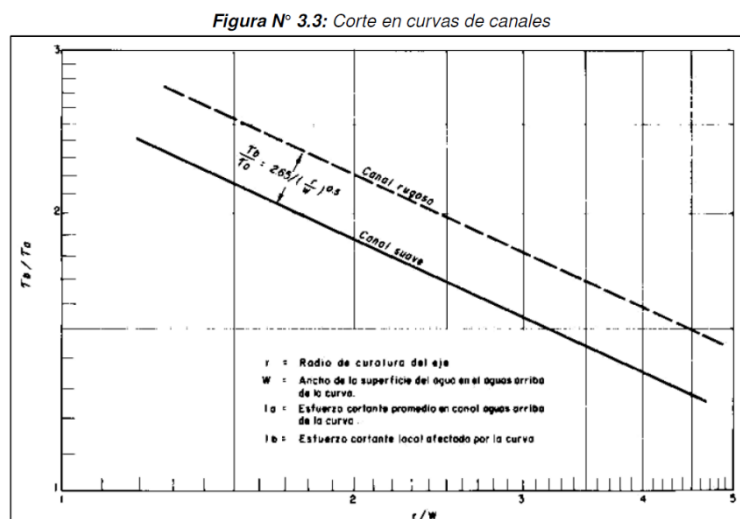
y : Tirante media (m)

T_{50} : Diámetro medio

Se calcula el corte local mediante ábacos.

Figura 9

Corte en curvas de canales



Fuente: Técnicas de protección de riberas – cepes.org.pe

Nota. Adaptado de *técnicas de protección ribereña* (P. 138), por Ríos Prieto, 1998, EISC Editorial.

Se verifica finalmente el corte en el fondo y el corte en el talud con las siguientes formulas:

$$\tau = a(\gamma_s - \gamma)D_{50}$$

$$\tau' = \tau \left(1 - \frac{\text{Sen}^2 \theta}{\text{Sen}^2 \phi} \right)^{\frac{1}{2}}$$

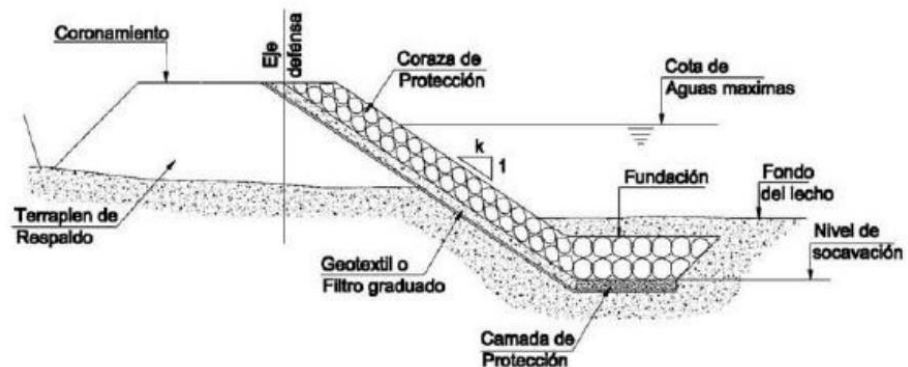
Finalmente se verifica la seguridad al deslizamiento con:

$$F.S = \frac{\text{tg} \phi}{\text{tg} \theta}$$

Si seguimos esta metodología, podremos notar que el diseño de este tipo de defensas ribereñas requiere considerar un espacio considerable debido al talud de diseño. Además, es fundamental asegurar que las rocas utilizadas tengan las condiciones de resistencia adecuadas. A continuación, se presenta un detalle típico de enrocado que ilustra estos principios y proporciona una guía visual para su correcta implementación. Este detalle incluye la disposición de las capas de roca, la inclinación del talud, y las medidas de protección contra la erosión en la base y los bordes del enrocado, asegurando una defensa robusta y duradera contra la acción del flujo de agua.

Figura 10

Detalle de muros tipo enrocado



Nota. Adaptado de *Diseño de estructuras de corrección de torrentes y retención de sedimentos* (P. 72), por G. Morassutti, 2021.

2.2.4. PROTECCIÓN CON GEOCELDA

El Sistema de Confinamiento Celular está compuesto por tres componentes: las secciones de Geoceldas, el material de relleno otros componentes como tendones, anclajes, grapas, etc. Las Geoceldas son Geo sintéticos de última tecnología que están formadas por tiras de Polietileno de Alta Densidad (HDPE)resistentes a la radiación ultravioleta y unidas mediante soldaduras ultrasónicas, con las cuales se obtiene una estructura alveolar o de varias celdas que retienen y refuerzan el material de relleno contra esfuerzos de compresión, de empuje y fuerzas hidrodinámicas. El Sistema de Confinamiento Celular ofrece soluciones óptimas para mejorar la capacidad de carga en suelos problemáticos, para contener masas de suelo y para revegetalizar y proteger taludes y canales contra la erosión o la socavación. Al mismo tiempo ofrece excelentes resultados costo-beneficio cuando se le compara con otro tipo de soluciones.

2.2.4.1. LAS GEOCELDA SE FABRICAN EN DOS VARIEDADES

- Geoceldas de pared no perforada y texturada que aumenta el roce entre el material de relleno y el Geo sintético.
- Geoceldas de pared perforada y texturada que permiten el engranaje de partículas entre las perforaciones y la circulación defluidos, nutrientes y raíces a través del suelo.

El Sistema de Confinamiento Celular puede ser utilizado para:

- El soporte de cargas vivas o cimentaciones.
- La contención de masas de suelo mediante muros de contención con geoceldas.
- Protección y revegetación de taludes y canales.

El sistema de confinamiento celular con Geoceldas produce los siguientes efectos:

- Reducción del espesor de las capas estructurales (bases y subbases) en vías cuando se le compara con el diseño tradicional de vías sin refuerzo.
- Aumento de la resistencia al corte de los materiales de relleno debido al confinamiento de los materiales y a la absorción de esfuerzos de tracción por las paredes de las celdas.
- Disminución de las deformaciones laterales debido al confinamiento y compactación del material de relleno.
- Distribución de carga sobre una mayor área.
- Circulación de fluidos, nutrientes y raíces.
- Aumenta la estabilidad y la resistencia a la erosión de los materiales, lo que evita la formación de surcos y cárcavas en taludes y canales.

2.2.4.2. MEJORAMIENTO DE TALUDES CON GEOCELDA

La valoración de la estabilidad de los taludes requiere un análisis que contemple diversos factores, incluyendo: la caracterización de la resistencia del suelo, la determinación del perfil del talud, agua subterránea y las condiciones de filtración, la selección de una superficie de deslizamiento o falla y el cálculo de su factor de seguridad. De ser necesario se usan sistemas como es el de geoceldas para mejorar más aun el Angulo del talud. El diseño se basa en mejorar el suelo con las características de la geocelda TECWEB TW354. Cuyas propiedades varían de acuerdo a las condiciones del terreno.

La resolución de un problema de estabilidad implica el estudio de las ecuaciones de campo y las relaciones constituyentes. Las primeras están vinculadas con la noción de equilibrio, mientras que las relaciones de vínculo caracterizan la dinámica del suelo. Estas ecuaciones exhiben una complejidad específica, dada la naturaleza multifase de los terrenos, que pueden ser transformados en sistemas monofase únicamente bajo condiciones de terreno seco, o de análisis bajo ambientes drenados.

En casi el total de instancias, nos encontramos con suelos que, al mismo tiempo de presentar bifase, exhiben bifase, lo que incrementa significativamente la complejidad en el análisis de las ecuaciones de equilibrio. También, la instauración de una ley constitutiva de validez universal resulta prácticamente inviable, dado que los terrenos manifiestan un comportamiento no-lineal y, incluso ante deformaciones mínimas, son anisótropos. Su conducta no se circunscribe únicamente al esfuerzo desviacional, sino que también está influenciada por el esfuerzo normal. Con el objetivo de enfrentar estos desafíos, se introducen hipótesis que facilitan la simplificación de los mismos:

- Se utilizan principios constitutivos reducidos: modelo rígido perfectamente plástico. Se propone que la resistencia del terreno se evidencia únicamente a través de los parámetros de cohesión (c) y ángulo de rozamiento (ϕ), que son constantes para el terreno y característicos del estado plástico. En consecuencia, se reconoce la validez del criterio de rotura de Mohr-Coulomb como válido.
- En algunas situaciones se recompensan solo en parte las ecuaciones de equilibrio.

2.2.4.3. MÉTODO DEL EQUILIBRIO LÍMITE (LEM)

Este método conlleva el examen del equilibrio de un cuerpo rígido, compuesto por el talud y una superficie de deslizamiento de cualquier configuración (arco circular, línea recta, espiral logarítmica). Por consiguiente, se calculan las tensiones de corte (τ) y se contrastan con la resistencia disponible (τ_f), calculada en consonancia con el criterio de rotura de Coulomb. La primera indicación de estabilidad se deriva de la comparación con el coeficiente de seguridad. Estos procedimientos de equilibrio límite son cruciales para el examen de la estabilidad de taludes y muros de contención, dado que facilitan la evaluación del componente de seguridad frente al deslizamiento y el colapso, teniendo en cuenta

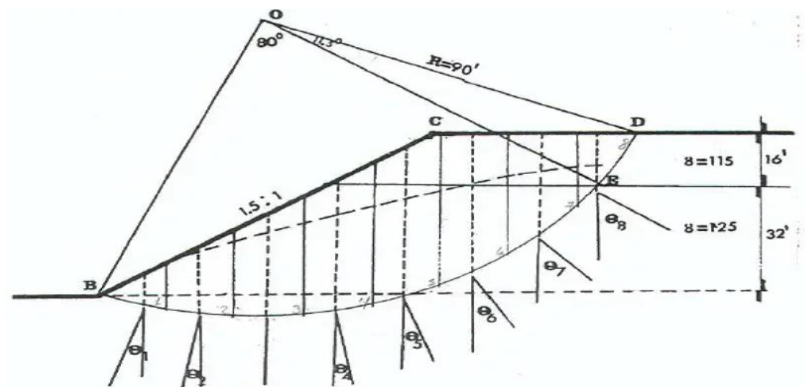
las fluctuaciones de las propiedades del suelo y las interacciones entre las diversas secciones del talud o muro. Mediante la implementación de estos métodos, es posible concebir estructuras más seguras y eficaces para la mitigación de riesgos geotécnicos:

$$F = \tau f / \tau$$

Dentro de las metodologías del equilibrio último, algunas contemplan el equilibrio global del cuerpo rígido (como el enfoque de Culmann), mientras que otras, debido a la insuficiente homogeneidad del suelo, segmentan el cuerpo en rebanadas y contemplan el equilibrio de cada una de estas (como los enfoques de Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, Spencer y Sarma). Estos procedimientos de equilibrio límite son esenciales en el análisis de la estabilidad de taludes y muros de contención, facilitando la evaluación del factor de seguridad frente al deslizamiento y el colapso. Los métodos basados en el equilibrio de rebanadas ofrecen una mayor precisión al considerar las variaciones de propiedades del suelo y las interacciones entre las diferentes secciones del talud o muro, mientras que los métodos globales son más simplificados y adecuados para condiciones homogéneas y más ideales.

Figura 11

Método de Fellenius Bishop



Nota. Adaptado de Estabilidad de Taludes: Conceptos Básicos, Parámetros de Diseño y Métodos de Cálculo (P. 52), por R.Valiente, S. Sobrecases, Aníbal Díaz, 2021.

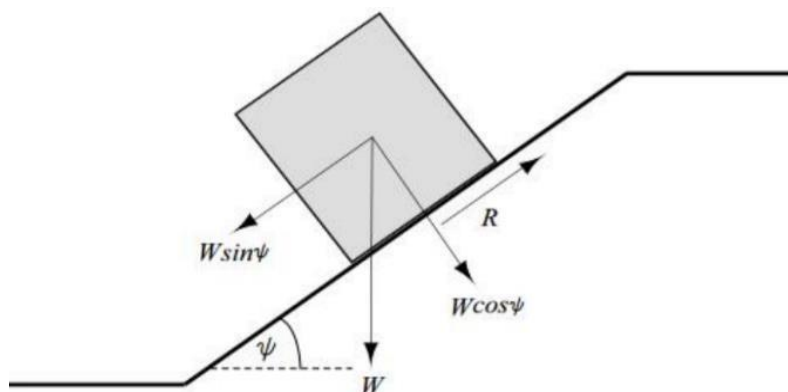
2.2.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDADES

2.2.5.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EQUILIBRIO LÍMITE

La técnica de límite de equilibrio posibilita la determinación de factores de seguridad a partir de un análisis regresivo que determina los valores de resistencia al cortante en el momento del fallo. La determinación del factor de seguridad del talud implica inicialmente establecer las propiedades de resistencia a las presiones de poros, al cortante de los suelos y otras características del talud y el suelo. Según Suárez (1998), la realización de estas evaluaciones mediante este método requiere información relativa a la firmeza del terreno; no obstante, no contempla la relación esfuerzo-deformación como un factor esencial. Adicionalmente, postula que, en la eventualidad de un fallo, las fuerzas que operan y resultan tendrían un factor de 1.00 a lo largo de la superficie. La evaluación a través del equilibrio límite establece si los suelos en la pendiente poseen la capacidad para resistir las fuerzas de corte que originan los deslizamientos y fallas. Este enfoque se basa en la dinámica física estática. Para ilustrar este criterio de análisis, se podría concebir una masa o bloque con un peso W situado sobre un plano inclinado con un ángulo ψ en relación con un plano horizontal. Este solo está influido por la gravedad, el cual reacciona verticalmente sobre el bloque W .

Figura 12

Geometría de un bloque deslizante en un plano inclinado a un ángulo ψ



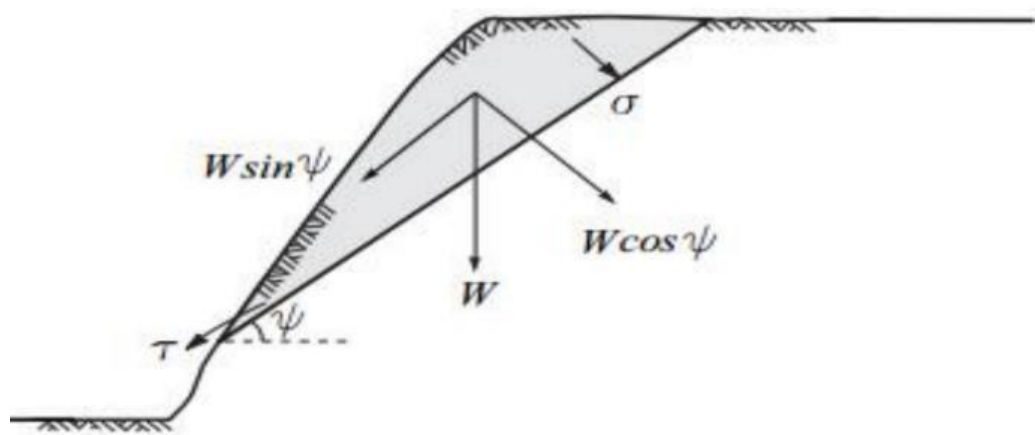
Nota. Adaptado de *Manual de taludes* (P. 198), por Hock & Bray, 1991, EPTISA.

La magnitud de la componente del peso "W" que actúa en la dirección descendente es $W \sin \psi$, mientras que la componente $W \cos \psi$ colabora en mantener la estabilidad del bloque.

Al momento de considerar que tanto el bloque como la superficie están compuestos por el mismo tipo de suelo, la fuerza normal σ que interviene a lo largo de la superficie de deslizamiento puede ser representado mediante la siguiente expresión matemática:

Figura 13

Bloque Talud con superficie de falla plana a ψ grados de la horizontal



Nota. Adaptado de *Manual de taludes* (P. 199), por Hock & Bray, 1991, EPTISA.

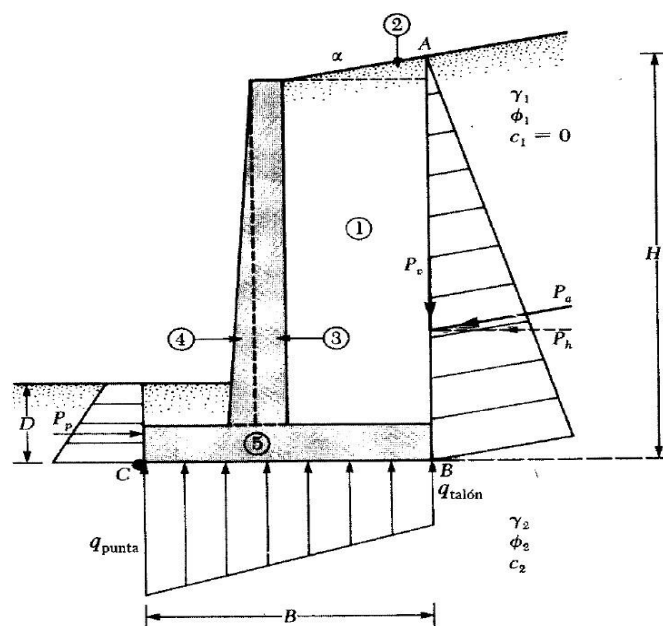
2.2.5.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Torre (2008) destaca la importancia de considerar detenidamente las diversas fuerzas que intervienen sobre la parte alta de la base de cimentación al analizar la estabilidad estructural de una estructura. Estas fuerzas incluyen los empujes laterales del suelo, el propio peso de la estructura, la carga distribuida del terraplén de tierra, así como cargas suplementarias y sobrecargas eventuales. Este procedimiento se realiza con el propósito de evaluar minuciosamente y examinar detenidamente la estabilidad frente al posible desplazamiento, volcamiento y las diversas presiones que puedan ser aplicadas sobre el suelo.

Estabilidad al volcamiento. La estabilidad estructural frente al riesgo de volcamiento se deriva de la fuerza ejercida por el suelo circundante, la cual genera una presión lateral sobre el muro, induciendo así su movimiento rotacional. En la representación gráfica, en el punto C, las fuerzas verticales contrarrestan este fenómeno de manera efectiva, generando momentos de dirección opuesta en relación con dicho punto, lo que se denomina Momento estabilizador crucial para mantener el equilibrio estructural del sistema.

Figura 14

Volcamiento por efecto del empuje del terreno



Nota. Adaptado de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (P. 372), por Brajam, 2001, CARDOM.

El componente o FSV se determina comparando el momento estabilizante con el momento de volteo, donde el valor (FS(volteo)) debe ser igual o mayor que el parámetro establecido en las normativas.

Estabilidad al Deslizamiento. El muro se mantiene estable y resistente ante el deslizamiento gracias a las componentes horizontales del empuje activo (E_{ah}), las cuales ejercen una fuerza

que busca desplazar el muro en dirección contraria, pero se ven contrarrestadas por otras fuerzas presentes en el punto de contacto entre el suelo y la cimentación, como la fricción y el rozamiento. La magnitud de la fuerza de rozamiento (F_r) está directamente relacionada con la magnitud de las fuerzas verticales aplicadas sobre la superficie del suelo de cimentación con el coeficiente de fricción existente entre la estructura y el terreno.

2.2.6. VIABILIDAD ECONÓMICA

La viabilidad económica de proyectos de construcción se refiere a la evaluación de la rentabilidad y la factibilidad financiera de un proyecto antes de su inicio. Este análisis es fundamental para determinar si un proyecto de construcción puede ser rentable y sostenible a largo plazo. Incluye varios aspectos clave:

a) Costos del Proyecto:

Costos de Construcción: Incluyen materiales, mano de obra, maquinaria, y otros recursos necesarios para complementar el proyecto.

Costos Indirectos: Gastos administrativos, seguros, permisos, y otros costos que no están directamente relacionados con la construcción pero que son necesarios para el proyecto.

b) Ingresos y Beneficios:

Estimación de Ingresos: Evaluación de los ingresos proyectados del proyecto, ya sea a través de la venta, alquiler, o uso del inmueble.

Flujo de Caja: Análisis del flujo de caja proyectado, que incluye ingresos y egresos a lo largo del tiempo, para asegurar que el proyecto pueda mantenerse financieramente estable.

c) Análisis de Mercado:

Demanda y Oferta: Evaluación de la demanda del mercado para el tipo de construcción que se planea, ya sea residencial, comercial,

industrial, etc.

Competencia: Análisis de la competencia existente y proyectada en el mercado.

d) Financiamiento:

Fuentes de Financiamiento: Identificación de las fuentes de financiamiento disponibles, como préstamos bancarios, inversionistas, o autofinanciamiento.

Costo del Financiamiento: Evaluación de los costos asociados con obtener financiamiento, como tasas de interés y condiciones de los préstamos.

e) Riesgos y Contingencias:

Identificación de Riesgos: Identificación de posibles riesgos que podrían afectar el proyecto, como fluctuaciones en el precio de los materiales, retrasos en la construcción, cambios en la normativa, etc.

Planes de Contingencia: Desarrollo de planes para mitigar y manejar estos riesgos.

f) Análisis Económico y Financiero:

Valor Presente Neto (VPN): Cálculo del valor presente de los flujos de caja futuros del proyecto descontados a una tasa de interés apropiada.

Tasa Interna de Retorno (TIR): Evaluación de la rentabilidad del proyecto comparando la TIR con la tasa mínima aceptable de retorno.

Período de Recuperación: Tiempo necesario para recuperar la inversión inicial del proyecto.

g) Impacto Económico y Social:

Impacto en la Comunidad: Evaluación del impacto del proyecto en la comunidad local, incluyendo la creación de empleo, mejoras en la

infraestructura, y otros beneficios sociales.

Sostenibilidad: Consideración de aspectos de sostenibilidad y responsabilidad social en el proyecto.

En resumen, la viabilidad económica de proyectos de construcción es un proceso exhaustivo que analiza todos los aspectos financieros, de mercado, y de riesgo asociados con el proyecto para asegurar que sea rentable y sostenible.

2.2.7. VIABILIDAD TÉCNICA

La viabilidad técnica se basa en el desarrollo de los procesos siguiendo pasos específicos tipificados en las diferentes normativas a usar, como son el caso del: ACI 318-19, LISCHTVAN-SEBEDEV, U.S Departamento of transportation, AASTHO LRFD 2020. En cuanto a estas normativas y guías será las que seguiremos para dar viabilidad de la parte técnica de nuestro problema de investigación, además podemos mencionar algunas referencias de lo que se debe usar de cada normativa en relación con nuestro tema de investigación.

2.2.7.1. ACI 318-19

El ACI 318 es el código estándar para el diseño y construcción de concreto estructural en Estados Unidos, y se utiliza ampliamente a nivel internacional. Este código establece los requisitos y directrices para diversos tipos de estructuras de concreto, incluyendo los muros de contención. A continuación, se resumen los puntos clave del ACI 318 relacionados con los muros de contención:

➤ Requisitos de Diseño

Resistencia Estructural. Los muros de contención deben diseñarse para resistir todas las cargas aplicadas, incluyendo la presión lateral del suelo, cargas de sobrecarga, presión de agua, y cualquier carga sísmica.

Se debe considerar la estabilidad global del muro contra vuelco, deslizamiento y capacidad de soporte del suelo.

Análisis de Cargas. Las cargas de diseño deben incluir tanto las cargas permanentes (muerto) como las variables (vivas), así como cualquier presión adicional debida a factores como agua o sismos.

La presión del suelo debe ser calculada considerando el tipo de suelo y su estado de compactación.

Refuerzo. Los muros de contención deben tener suficiente refuerzo para resistir las tensiones de flexión y corte. Esto incluye el refuerzo vertical y horizontal.

La cuantía mínima de refuerzo debe cumplir con los requisitos especificados en el código para evitar fallas prematuras.

Control de Grietas. Los muros de contención deben diseñarse para controlar las grietas causadas por contracción y temperatura.

Las juntas de control y las juntas de expansión pueden ser necesarias para permitir movimientos y minimizar las grietas.

➤ **Detalles Constructivos**

Espesor del Muro. El espesor del muro debe ser suficiente para proporcionar estabilidad y permitir una adecuada colocación del concreto.

Anclaje y Conexiones. Los muros de contención deben estar adecuadamente anclados a las estructuras adyacentes o a la cimentación para proporcionar estabilidad.

Las conexiones entre el muro y la cimentación deben diseñarse para resistir las fuerzas de deslizamiento y vuelco.

Drenaje. Es fundamental proporcionar un drenaje adecuado detrás del muro de contención para aliviar la presión del agua y prevenir la acumulación de agua, lo que puede aumentar la presión lateral y causar fallas.

Se pueden utilizar tubos de drenaje, geotextiles y capas de grava para asegurar un drenaje eficiente.

Inspección y Mantenimiento. Se deben realizar inspecciones regulares para identificar y reparar cualquier daño, desgaste o problema estructural.

El mantenimiento adecuado es esencial para asegurar la longevidad y el desempeño del muro de contención.

➤ **Consideraciones Adicionales**

Condiciones del Suelo. El diseño debe considerar las propiedades del suelo, incluyendo la cohesión, el peso unitario del suelo y el ángulo de fricción interna.

La interacción suelo-estructura es un aspecto crucial en el diseño de muros de contención.

Factores de Seguridad. El diseño debe incorporar factores de seguridad apropiados para cubrir las incertidumbres en las cargas y las propiedades de los materiales.

Cargas Sísmicas. En zonas sísmicas, el diseño debe incluir las fuerzas inducidas por sismos de acuerdo con los códigos y normas locales de diseño sísmico.

Resumen. El ACI 318 proporciona una guía integral para el diseño y la construcción de muros de contención, asegurando que estos sean capaces de resistir todas las cargas aplicadas de manera segura y eficiente. La atención a detalles específicos como el refuerzo, el control de grietas, el drenaje y las condiciones del suelo

son esenciales para el desempeño adecuado y la durabilidad de los muros de contención.

2.2.7.2. U.S DEPARTMENT OF TRANSPORTATION

El U.S. Department of Transportation (USDOT), a través de sus diversas agencias como la Federal Highway Administration (FHWA), proporciona directrices y recomendaciones sobre el diseño, construcción y mantenimiento de muros de enrocado. Los muros de enrocado, también conocidos como "rockery walls" o "rock fill walls," son estructuras utilizadas para estabilizar las taludes y protegerlas contra la erosión. A continuación, se resumen algunas de las directrices y consideraciones más relevantes del USDOT respecto a estos muros:

➤ Diseño y Construcción

Materiales. Los muros de enrocado deben construirse con piedras grandes y duraderas, típicamente de roca ígnea, metamórfica o sedimentaria, que sean resistentes a la descomposición y tengan una alta capacidad de carga.

Las piedras deben ser de forma y tamaño adecuados para asegurar la estabilidad del muro. Se recomiendan piedras angulares porque se interbloquean mejor que las piedras redondeadas.

Cimentación. Es crucial que el muro de enrocado tenga una base bien compactada y nivelada. Una cimentación adecuada ayuda a distribuir las cargas de manera uniforme y previene el asentamiento diferencial.

En algunos casos, puede ser necesario excavar una trinchera y rellenarla con material granular compactado antes de colocar las piedras.

Drenaje. El control del agua es esencial para la durabilidad del muro. Deben implementarse sistemas de vaciado adecuados para

evitar el depósito de agua detrás del muro, lo cual puede causar presión hidrostática y desestabilizar la estructura.

Se pueden utilizar tuberías de drenaje perforadas y material filtrante detrás del muro para facilitar el drenaje del agua.

Geometría y Estabilidad. El muro debe tener una inclinación hacia el talud (battered) para mejorar su estabilidad. La pendiente recomendada generalmente varía dependiendo del tipo de piedra y el ángulo de fricción interno.

Es importante realizar análisis de estabilidad del talud para asegurar que el muro puede soportar las cargas aplicadas, incluyendo el peso propio, la presión del suelo y el agua.

➤ **Mantenimiento**

Inspecciones Regulares. Los muros de enrocado deben ser inspeccionados regularmente para detectar signos de desplazamiento, asentamiento, erosión o daño en las piedras.

Las inspecciones deben realizarse especialmente después de eventos climáticos extremos como lluvias intensas o terremotos.

Reparaciones. Cualquier daño detectado durante las inspecciones debe repararse de inmediato para prevenir fallas mayores. Las reparaciones pueden incluir la reposición de piedras desplazadas, el relleno de cavidades y la reparación de sistemas de drenaje.

Es importante seguir los mismos criterios de construcción utilizados originalmente para asegurar la efectividad y durabilidad de las reparaciones.

➤ **Consideraciones Ambientales**

Impacto Ambiental. La construcción de muros de enrocado debe considerar el impacto ambiental y minimizar la alteración del

entorno natural. Esto incluye la preservación de la vegetación y la fauna local. Se deben seguir las regulaciones ambientales locales, estatales y federales en todas las etapas del proyecto, desde la planificación hasta la construcción y el mantenimiento.

Estética y Integración con el Entorno:

- Los muros de enrocado pueden diseñarse para integrarse visualmente con el entorno natural, utilizando piedras que coincidan con las características geológicas locales.
- La revegetación de las áreas adyacentes al muro puede mejorar la estabilidad del suelo y la estética del proyecto.

Recursos y Referencias. El USDOT y la FHWA publican numerosos manuales, guías y especificaciones técnicas que detallan estos aspectos y proporcionan ejemplos y casos de estudio. Algunas publicaciones clave incluyen el "FHWA Geotechnical Engineering Circulars" y el "Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes", que, aunque enfocados en otros tipos de estructuras, contienen principios aplicables a los muros de enrocado.

Para obtener información detallada y específica, se recomienda consultar las publicaciones directamente en el sitio web del FHWA y revisar las guías técnicas disponibles.

2.2.7.3. AASTHO LRFD 2020

El AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2020) aborda la protección con geoceldas como parte de las técnicas de estabilización y refuerzo del suelo. Las geoceldas son estructuras tridimensionales, generalmente fabricadas de polímeros, que se utilizan para confinar y estabilizar suelos y agregados, proporcionando mayor resistencia y rigidez. Estas estructuras se aplican comúnmente en la protección de taludes, la estabilización de bases de pavimentos y la protección contra la erosión.

➤ **Consideraciones Generales**

Función y Aplicación. Las geoceldas se utilizan para optimizar la capacidad de carga del suelo, reducir la deformación del terreno y brindar una protección eficaz contra la erosión.

Son aplicables en diversos contextos, como la estabilización de taludes, la edificación de muros de contención y la defensa de superficies contra la erosión hídrica.

Materiales. Las geoceldas están fabricadas de materiales poliméricos como polietileno de alta densidad (HDPE) o poliéster, que ofrecen durabilidad y resistencia a la degradación ambiental.

Los materiales deben cumplir con las especificaciones de resistencia, durabilidad y estabilidad química establecidas por AASHTO.

➤ **Diseño y Especificaciones Técnicas**

Criterios de Diseño. El diseño de sistemas con geoceldas debe considerar la naturaleza del suelo, las cargas esperadas y las condiciones ambientales.

Las especificaciones técnicas deben incluir la capacidad de carga, la distribución de cargas, y los factores de seguridad apropiados para el proyecto específico.

Instalación y Construcción. La instalación correcta es crucial para el desempeño de las geoceldas. Deben anclarse adecuadamente al terreno y llenarse con el material especificado (suelos, agregados) para maximizar la estabilidad.

El procedimiento de instalación debe seguir las recomendaciones del fabricante y las directrices establecidas por AASHTO para asegurar la correcta colocación y funcionamiento del sistema.

➤ **Ventajas y Limitaciones**

Ventajas.

- Incrementa la capacidad de carga y la estabilidad del suelo.
- Reduce significativamente la erosión y mejora la durabilidad de las estructuras de suelo.
- Facilita la vegetación en áreas de taludes y superficies estabilizadas, contribuyendo al control de la erosión de manera sostenible.

Limitaciones. La efectividad de las geoceldas depende de una correcta instalación y del cumplimiento de las especificaciones de diseño.

Pueden requerir mantenimiento periódico, especialmente en áreas con alta exposición a condiciones ambientales adversas.

➤ **Aplicaciones Específicas**

Protección de Taludes y Control de Erosión. Las geoceldas se emplean para estabilizar taludes y prevenir la erosión superficial en carreteras y áreas adyacentes a cuerpos de agua.

Proveen una solución eficaz para la revegetación y el control de la erosión en taludes, manteniendo la estabilidad del suelo.

Bases de Pavimentos. En la construcción de carreteras, las geoceldas pueden usarse para estabilizar la base de pavimentos, distribuyendo las cargas de tráfico y mejorando la durabilidad de la carretera.

Contribuyen a la reducción de la profundidad de la capa base necesaria, optimizando los costos de construcción.

Normas y Especificaciones. El AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2020) proporciona una serie de normativas y especificaciones que deben seguirse para garantizar que los

sistemas de geoceldas sean diseñados, instalados y mantenidos correctamente. Estos incluyen:

- Especificaciones del material: Resistencia a la tracción, durabilidad y resistencia a factores ambientales.
- Procedimientos de diseño: Métodos para calcular la capacidad de carga y la estabilidad.
- Directrices de instalación: Instrucciones detalladas para la correcta colocación y anclaje de las geoceldas.
- Mantenimiento y monitoreo: Recomendaciones para la inspección y el mantenimiento periódico de los sistemas de geoceldas.

2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

2.3.1. MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD

Un muro de concreto armado o mampostería estructural se sustenta primordialmente por su propio peso con el objetivo de evitar el deslizamiento o el volcamiento debido a las fuerzas horizontales que se propagan por el terreno y asegurar su estabilidad. Estos muros se edifican con hormigón ciclópeo, al que se incorpora piedra mediana, usualmente en una proporción del 30% del volumen total. La edificación de un muro de contención de gravedad requiere la ejecución de las siguientes etapas:

- El proceso de selección de las dimensiones del muro comienza con un predimensionamiento tentativo, el cual se basa en la relación entre el ancho de la base y la altura del mismo. Se considera que la altura del muro generalmente debe estar dentro del rango de 2 a 5 metros, y estos muros no poseen ni pie ni talón.
- El cómputo de la estabilidad ante las fuerzas ejercidas por el terreno y/o el agua se lleva a cabo inicialmente utilizando medidas tentativas. Si los resultados no son satisfactorios, se recalculan, ajustando las dimensiones iniciales, y este proceso se repite sucesivamente hasta obtener los resultados óptimos.

Generalmente, los espesores tentativos en la región superior o zona de coronación del muro oscilan entre 30 y 60 centímetros, mientras que en la sección inferior se contempla un espesor que oscila entre 40 y 70% de la altura total del muro.

2.3.2. ENROCADOS

Estas defensas ribereñas emplean rocas con forma angular ubicadas en un talud previamente erigido con material granular o afirmado, siguiendo las directrices técnicas del proyecto y utilizando maquinaria pesada para su traslado y emplazamiento. Estas defensas ribereñas longitudinales buscan proteger las orillas de la erosión y la socavación provocadas por el agua. La regulación del flujo permite mantener la ribera en armonía, evitar desbordamientos, reducir la erosión en las márgenes del río a través de la rugosidad superficial, salvaguardar las subestructuras de puentes, su carácter ecológico, su habilidad para adaptarse a las variaciones del terreno y prolongar la longevidad de las rocas madre, las cuales sufren un desgaste mínimo.

La solidez de un enrocado se mide por la celeridad del agua en su trayecto tangencial hacia el plano del enrocado, una constante que se ve estrechamente influenciada por el ángulo del talud y las particularidades de la roca utilizada. El diseño de estas estructuras requiere conocer la ligereza promedio del torrente hídrico, la dosis de Froude y la rapidez referente de las ondas diminutas, considerando un flujo con condiciones normales de turbulencia. Para que las rocas puedan ser enrocadas con éxito, deben cumplir con ciertos requisitos, siendo la barrera a la abrasión, según el ensayo de Los Ángeles, la más crucial. Es crucial que estas rocas exhiban una magnitud que oscile entre 0.50 m y 1.50 m.

2.3.3. COSTOS DE MATERIAL

El importe de materiales se determina según condiciones físicas o geométricas predefinidas, las cuales se establecen a través de un estudio técnico correspondiente, utilizando como referencia

publicaciones especializadas o, preferiblemente, realizando examen con archivos directos de obra (Capeco, 2017 p.15).

En el cálculo de los costos de la materia prima en un proyecto en desarrollo, se utilizan tablas de datos fundamentadas en los registros de entradas y salidas del almacén. Mediante la utilización de esta información, se realiza una comparación mensual de las ventas con el objetivo de evaluar la rentabilidad durante un período determinado.

2.3.4. MANO DE OBRA

El costo directo abarca los materiales, el personal no calificado, la maquinaria y las herramientas. Este total representa la sumatoria de los costos parciales de cada componente que aportan de manera directa al progreso del proyecto.

Las horas laborales de cada empleado se registran y se distribuyen entre las distintas fases del proyecto, permitiendo así calcular el precio de mano de obra por etapa. Para garantizar un control minucioso y meticuloso, se requiere la creación de directrices laborales que luego se verifican con las tablas de remuneración del equipo. La recolección de información debe ser llevada a cabo por un ingeniero de producción o asistente, mientras que la verificación del cronograma de horas a cada fase recae en el ingeniero residente.

2.4. HIPÓTESIS

2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

H₁: El tipo de estructura defensa ribereña influye significativamente en la viabilidad técnica económica de la protección del malecón Walker Soberón, año 2024.

H₀: El tipo de estructura defensa ribereña no influye significativamente en la viabilidad técnica económica de la protección del malecón Walker Soberón, año 2024.

2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

H_{E1}: El tipo de estructura defensa ribereña influye significativamente en el factor de seguridad al volteo (FSV) para protección del malecón Walker Soberón, año 2024.

H_{E2}: El tipo de estructura defensa ribereña influye significativamente en el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) para protección del malecón Walker Soberón, año 2024.

H_{E3}: El tipo de estructura defensa ribereña influye significativamente según el costo de material para protección del malecón Walker Soberón, año 2024.

H_{E4}: El tipo de estructura defensa ribereña influye significativamente según el costo de la mano de obra para protección del malecón Walker Soberón, año 2024.

H_{E5}: El tipo de estructura defensa ribereña influye significativamente según el costo de equipos para protección del malecón Walker Soberón, año 2024.

2.5. VARIABLE

2.5.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

Estructuras defensas ribereñas

2.5.2. VARIABLE DEPENDIENTE

Viabilidad técnica económica

2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 1

Operalización de variables

1 VARIABLES	2 DEFINICIÓN CONCEPTUAL	3 DEFINICIÓN OPERACIONAL	4 TIPO DE VARIABLES	5 DIMENSIONES	6 INDICADORES	7 MEDICIÓN	
VARIABLE INDEPENDIENTE				ESCALA			Especificaciones
Variable Independiente: Estructuras defensas ribereñas	Según G. Fracassi (2019), “una defensa ribereña puede consistir en una estructura construida mediante bloques de roca o elementos prefabricados de hormigón. Por otro lado, de acuerdo con E. Capcha (2019), el comportamiento estructural se define como la respuesta de un elemento a las fuerzas externas, que se	Para construir una defensa ribereña de manera efectiva, es fundamental garantizar su capacidad para resistir las fuerzas de volteo y deslizamiento, además de asegurarse de que las presiones aplicadas no excedan la capacidad de carga del suelo. La elección del tipo de estructura apropiada se	CUANTITATIVO	Muro de concreto armado	Volteo	Adimensional	ACI 318-19
					Deslizamiento	Adimensional	ACI 318-19
					Circulo de deslizamiento pesimo	Adimensional	ACI 318-19
				Enrocado	Socavacion	m	LISCHTVAN-LEBEDIEV
					Cortante Local	Kgf/m2	U.S Department of Transportation
					Cortante ultimo	Kgf/m2	U.S Department of Transportation
				Protección con geocelda	Seguridad al deslizamiento	Adimensional	U.S Department of Transportation
					Resistencia a la fluencia	Kgf/cm2	AASHTO LRFD 2020
					Elongacion de la ruptura	cm	AASHTO LRFD 2020
					Resistencia al desgarro	Kg-cm	AASHTO LRFD 2020

	manifiesta en términos de desplazamientos y deformaciones”	basará en consideraciones técnicas que se centren en estos criterios de seguridad.					
VARIABLE DEPENDIENTE							
"Variable Independiente: VIABILIDAD TECNICA-ECONOMICA	De acuerdo con lo indicado por Eyzaguirre (2017, p.142), los costos del proyecto incluyen tanto los gastos directos como los indirectos.	La parte económica implica evaluar los costos asociados a cada tipo de estructura disponible	CUANTITATIVO	Técnica	I1: Factor de seguridad al volteo. I2: Factor de deslizamiento. I3: Capacidad portante del terreno	I1: Adimensional (FSV≥ 2), I2: Adimensional (FSD≥ 1.50), I3: Kg/cm2	ACI 318-19
				Económica	I4: Costo material. I5: Costo de mano de obra. I6: costo de equipos	Razón (Utilidad= Venta= Costo)	Instituto Capeco

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La aplicación de la función se realiza con el objetivo de resolver un problema que impacta en un individuo o en un conjunto de individuos. En general, el estudio aplicado se integra en la investigación básica con el objetivo de identificar problemas que requieren intervención, generando estrategias para su resolución.

Contrariamente a la investigación teórica, la aplicación o práctica se orienta hacia la implementación inmediata de los conocimientos adquiridos, lo que no implica una disminución en su mérito. Defendemos firmemente la imperiosa necesidad de ambas, ya que una no puede mantenerse por sí sola sin la presencia de la otra, puesto que se nutren mutuamente y se corrigen de manera automática. Ambas formas de conocimiento, la teórica y la empírica, suelen converger y retroalimentarse mutuamente, contribuyendo así al avance del saber en diversas disciplinas. Somos los individuos únicos y singulares que contraponemos nuestras diversas perspectivas y experiencias de vida. Cada uno de nosotros aporta una visión distinta y enriquecedora, fruto de nuestras vivencias y aprendizajes a lo largo del tiempo (Muñoz, 2016, p.85)

3.1.1. ENFOQUE

La perspectiva adoptada en este enfoque de investigación es fundamentalmente cuantitativa, ya que se basa en la premisa de que el conocimiento debe ser abordado de manera objetiva y rigurosa, dando prioridad al uso de datos numéricos para su análisis e interpretación. Esto implica la construcción de una narrativa sólidamente fundamentada que permita comprender de manera profunda el suceso, objeto o fenómeno en estudio.

Los instrumentos necesarios para llevar a cabo la recopilación de datos pueden ser elaborados de manera personalizada por el

investigador, lo cual implica la necesidad de destinar una cantidad significativa de recursos económicos para su desarrollo. Por consiguiente, se persigue activamente la recopilación y análisis de la información estadística proveniente de diversas instituciones públicas y privadas.

En ambos procesos, las estrategias y metodologías empleadas para la recopilación de datos pueden ser sumamente variadas y multifacéticas, abarcando desde encuestas presenciales hasta análisis de big data y técnicas de minería de datos avanzadas. Por ejemplo, en el ámbito de la investigación cuantitativa, se emplean cuestionarios cerrados estructurados, análisis de datos estadísticos rigurosos, ensayos estandarizados reconocidos, sistemas de mediciones fisiológicas precisas, entre otros métodos y técnicas de recolección de información. Dentro del ámbito de los estudios cualitativos, se recurre a entrevistas detalladas, pruebas proyectivas, biografías, cuestionarios abiertos, sesiones grupales, estudio de archivos, observación, entre otros métodos (Creswell, 2019, p.36).

3.1.2. ALCANCE O NIVEL

El nivel de alcance es explicativo, investiga el origen del problema con el objetivo de identificar su causa, comprender su génesis y proyectar las consecuencias futuras. Esta modalidad de investigación demanda una mayor cantidad de información, y se estructura mediante el análisis de las causas para elucidar la razón de los fenómenos examinados.

Las investigaciones explicativas trascienden la simple representación de conceptos o fenómenos o la construcción de correlaciones entre dichos conceptos; en otras palabras, están orientadas a buscar los principios subyacentes de los sucesos y fenómenos físicos o sociales. Como su denominación sugiere, su interés se focaliza en elucidar las razones subyacentes de un fenómeno, las

condiciones bajo las cuales se manifiesta, o las interrelaciones entre dos o más variables (Hernández, 2014, p.97).

3.1.3. DISEÑO Y ESQUEMA DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño es casi experimental, empleando un conjunto de métodos y tácticas para muestras no aleatorias, con el fin de medir el impacto de lo investigado.

Los diseños cuasi-experimentales, consideradas herramientas fundamentales de investigación en el ámbito aplicado, se caracterizan por ser diagramas de estudio que presentan cierta aleatoriedad controlada. La falta de aleatorización en la asignación de los participantes a los grupos dificulta la posibilidad de establecer con certeza la equivalencia inicial entre ellos, lo cual es un aspecto fundamental en la planificación de investigaciones experimentales (Bono, 2012, p.2).

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. POBLACIÓN

La población es determinada como el conjunto general de todas las unidades de análisis que presentan las cualidades requeridas para ser identificadas como tal. Estas entidades, como individuos, elementos, agrupaciones, acontecimientos o fenómenos, tienen la posibilidad de presentar las cualidades requeridas para llevar a cabo el proceso de investigación (Ñaupas et al, 2018, p.334).

Partes de la cuenca del río Huallaga que tiene contextos de desborde en su margen izquierda en el tramo del malecón Walker Soberón.

3.2.2. MUESTRA

La muestra es el conjunto de individuos que se elige de forma cuidadosa y deliberada para que sea un reflejo fiel y representativo de la

totalidad de la población en cuestión, con el propósito de recabar datos y analizar las variables que son objeto de investigación (Muñoz, 2016, p.169).

Como muestra para el presente estudio se tomó como referencias 3 tramos de la margen izquierda del río Huallaga, progresivas 0+120, 1+860 y 2+980 del malecón Walker Soberón.

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. TÉCNICA

Se caracteriza como un compendio de operaciones utilizados en una disciplina científica o artística, junto con las competencias para su aplicación (De Pina Vara, 2005, p.465).

La metodología se fundamenta en la observación directa detallada, concebida como el examen minucioso y análisis descriptivo que el estudioso realiza de forma natural durante el transcurso, adaptándolas a las necesidades de la tesis.

La recopilación exhaustiva de datos se utiliza de manera sistemática para llevar a cabo los estudios fundamentales en el amplio campo de la ingeniería, con el objetivo de analizar detalladamente cada variable y obtener resultados precisos que contribuyan al avance de la disciplina.

3.3.2. INSTRUMENTO

Los materiales de recopilación de datos son todas aquellas herramientas, tanto cualitativas como cuantitativas, que el investigador emplea con el propósito de acercarse de manera sistemática a los fenómenos que son objeto de su estudio, con el fin de obtener y extraer información relevante y significativa de los mismos. Es innegable y no se puede discutir que los instrumentos utilizados en diversas disciplinas pueden abarcar una amplia gama que va desde simples materiales de medición hasta sofisticados dispositivos tecnológicos de última

generación, diseñados para la adquisición y procesamiento de cualquier tipo de información, sin importar su complejidad o naturaleza (Muñoz, 2016, p.186).

La recolección de datos se realiza a través de fichas, que constituyen herramientas esenciales en el proceso de recolección de datos, en las cuales se documenta de manera escrita la información obtenida durante el proceso de búsqueda, facilitando así la disponibilidad inmediata de todos los datos recopilados.

3.4. TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

Primer Objetivo: Para alcanzar los resultados el primer objetivo, fue llevar a cabo la implementación de la Carta Balance, para lo cual se utilizó lo siguiente:

- Cronómetro de mano
- Carta balanza
- Expediente técnico de obra.

Segundo Objetivo: Una vez que se completa el procesamiento de los datos recolectados en campo, el rendimiento puede presentarse y comparar con lo presentado en el expediente técnico y lo paramétrico por la CAPECO para verificar si hay variación con el trabajo de campo.

Tercer Objetivo: Posteriormente se realizó el llenado de los cuadros ya establecidos para conocer los factores sociodemográficos en la cual se consultará a la muestra de estudio.

Programas empleados son:

Microsoft Office Excel 2023: Es un software de hoja de cálculo o software desarrollado por Microsoft para facilitar el procesamiento y análisis de datos digitales.

Microsoft Office Word 2023: Un programa desarrollado por Microsoft, entre otras cosas, que facilita la edición de texto y la previsualización de imágenes y tablas.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO

Reconocimiento de la Zona de Estudio

El área de investigación se encuentra ubicado en el distrito de Pillco Marca, provincia Huánuco, departamento de Huánuco, es más conocido como el malecón Walker Soberón, el inicio del tramo se encuentra entre las orillas del río Huallaga y Huancachupa culminando en el puente Huallaga.

- Latitud: 9°57'17.000" S
- Longitud: 76°14'38.000" O
- Ubicación UTM (17S): 363 650 m E, 8 899 324 m N
- Altitud media: 1916 m.s.n.m.

Partiendo desde la ciudad capital, Lima, y tomando la Carretera Central, específicamente la Ruta PE-22, se recorre un tramo completamente asfaltado que se encuentra en óptimas condiciones, con una extensión aproximada de 380 kilómetros. El tiempo estimado para completar este trayecto oscila entre las 7 y las 8 horas, dependiendo de las condiciones del tráfico y las paradas realizadas a lo largo del camino. Finalmente, este recorrido conduce directamente a la ciudad de Huánuco. En el trayecto, se atraviesan diversas localidades como Chosica, San Mateo y La Oroya, donde la carretera presenta tramos sinuosos debido a la geografía andina. Desde La Oroya, se toma el desvío hacia la Ruta PE-3N, continuando por un tramo asfaltado en buen estado hasta arribar a Huánuco. Esta ciudad se encuentra en una zona de transición entre la sierra y la selva, permitiendo la conexión con localidades como Tingo María y Cerro de Pasco en tiempos relativamente cortos.

Tabla 2

Distancias y tiempo desde Lima

Nº Ruta	Medio de Transporte	Tramo	Distancia (Km.)	Tiempo de viaje	Estado de la vía
1	Terrestre	Lima — Huánuco	380 km	8 h 00 min	Asfaltado Buena y/o regular
		Cayhuayna, lugar donde se realizará los muros de contención	3 km	15 min	Asfaltado Buena

Figura 15

Ubicación geográfica Huánuco Provincia.

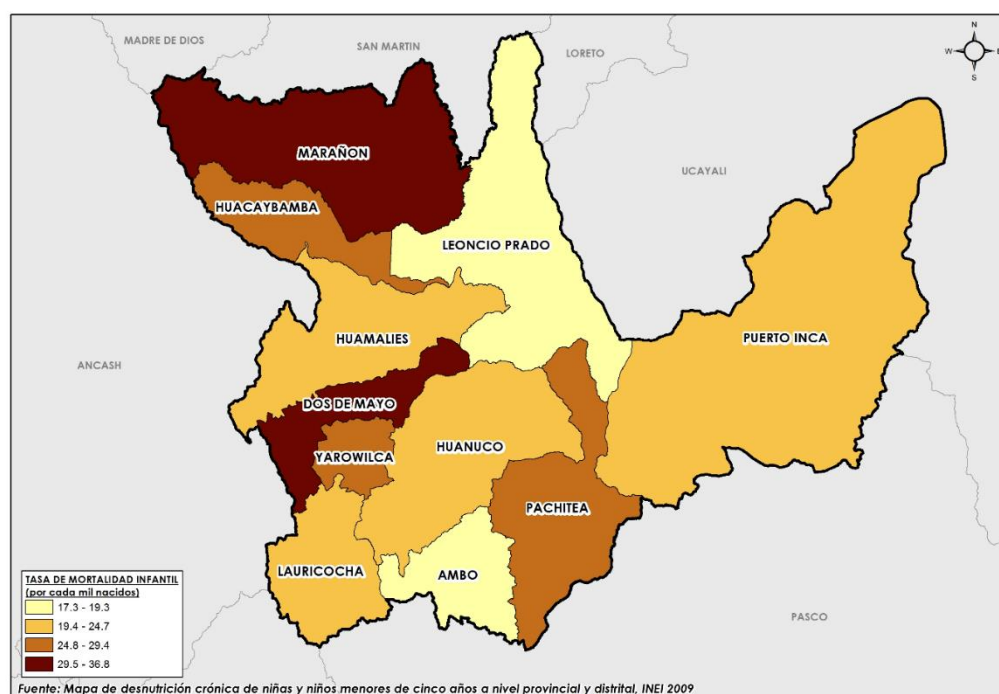


Figura 16

Ubicación geográfica Del Río Huallaga y el Malecón Walker Soberón.

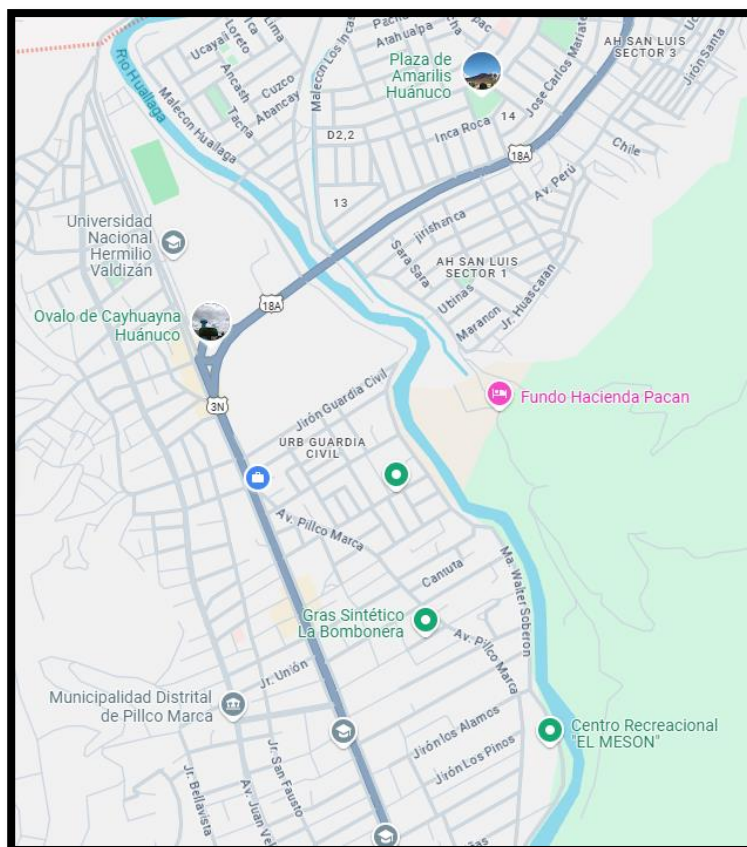
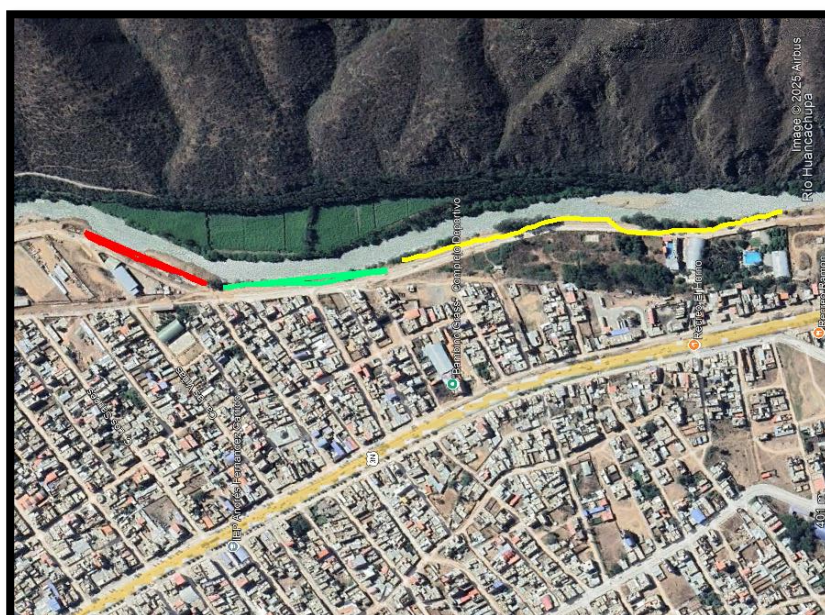


Figura 17

Defensas ribereñas del Río Huallaga



El fenómeno del Niño Costero del año 2024 ha provocado un incremento significativo del caudal de los ríos en la sierra de Huánuco, generando desbordes e intensos huaicos que han destruido puentes y protecciones ribereñas existentes, dejando incomunicadas a diversas localidades. En particular, el río Huallaga y sus afluentes han experimentado un aumento repentino de caudal debido a las intensas lluvias, ocasionando graves daños en la infraestructura vial, agrícola y viviendas cercanas a las riberas. La cuenca del río Huallaga, con una amplia extensión, presenta zonas con limitada cobertura vegetal, lo que ha intensificado la erosión y el arrastre de grandes volúmenes de sedimentos, afectando aún más las áreas vulnerables durante la temporada de lluvias.

4.2. ESTUDIOS PRELIMINARES

4.2.1. TOPOGRAFÍA

➤ Metodología de Trabajo

Para la presente investigación en el Malecón Walker Soberón, se adoptó una metodología topográfica detallada que constó de varias fases:

En una primera etapa, se llevó a cabo el proceso de recopilación y análisis minucioso de la información topográfica disponible en ese momento, la cual incluyó la revisión de cartas nacionales detalladas, fichas proporcionadas por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) que contenían datos precisos sobre puntos geodésicos de alta precisión (también conocidos como Estaciones de Rastreo Permanente), así como la revisión de planos topográficos previamente elaborados que abarcaban la extensión del área de investigación.

Posteriormente, se trasladó un equipo de topografía a la zona de intervención para llevar a cabo un reconocimiento topográfico del terreno, verificando el área específica de trabajo y su entorno, con el propósito de establecer de manera precisa la zona de análisis.

La instalación y monumentación de dos puntos de control geodésico, identificados como ANC18145 y ANC18146, se llevaron a cabo en los márgenes izquierdo y derecho de la quebrada Solivín, respectivamente, con el fin de garantizar la precisión y fiabilidad de las mediciones geodésicas en la zona. Estos puntos de control también se utilizaron como marcos de referencia (BMs) con el fin de garantizar la precisión y la fiabilidad del levantamiento topográfico.

Se estableció una poligonal primaria, compuesta por los puntos de control geodésico y dos Benchmarks adicionales (BM 01 y BM 02), los cuales fueron monumentados en terreno. Fundamentándose en la poligonal primaria, se estableció una poligonal secundaria empleando el punto ANC18145 como punto de partida para el GPS Diferencial, a partir del cual se efectuaron todas las actividades topográficas complementarias.

Para llevar a cabo la recolección de datos geoespaciales, fue necesario emplear un total de tres avanzados receptores GPS Diferenciales de la reconocida marca Trimble. Estos dispositivos, específicamente los modelos R 10, R8-3 y R6, se caracterizan por su alta precisión y fiabilidad en la captura de información geográfica. Estos equipos trabajaban de manera precisa y eficiente en modo RTK (Real Time Kinematic), utilizando una estación base Trimble R7 equipada con una antena Zephyr Geodetic y una radio externa Trimble HPB 450. Esta configuración garantizaba la obtención de mediciones extremadamente precisas y confiables en todo momento.

Además, se llevó a cabo la ejecución de un detallado levantamiento fotogramétrico utilizando un innovador Vehículo Aéreo No Tripulado (RPAS), concretamente un avanzado dron modelo Parrot Anafi Extended. Esta estrategia de recolección de datos permitió la adquisición de información minuciosa y exhaustiva de la región de actuación, teniendo en cuenta que nos encontramos ante un entorno citadino con una elevada densidad de vehículos en circulación, un crecimiento urbano constante y zonas de difícil alcance. Todo el proceso

de desarrollo y ejecución se llevó a cabo meticulosamente bajo rigurosos controles de calidad, con el valioso respaldo de puntos estratégicos de foto control topográfico.

Finalmente, la información recopilada en campo fue procesada diariamente en una computadora para la elaboración de planos topográficos, fundamentales para el diseño y optimización de los muros de contención de concreto armado, gravedad y geomallas en el Malecón Walker Soberón.

➤ **Trabajos preliminares**

Los procedimientos satelitales fueron utilizados de manera efectiva para llevar a cabo las siguientes actividades tanto en el terreno como en la oficina, demostrando su versatilidad y eficacia en ambas etapas del proceso:

- Planeamiento
- Reconocimiento y Monumentación de Hitos (BMs)
- Georreferenciación
- Medición de BMs

Planeamiento.

A lo largo de la etapa de preevaluación, se efectuaron análisis de los elementos cruciales de precisión exigidos, junto con la disponibilidad de equipos, el número de materiales y el personal requerido para alcanzar una planificación óptima, estableciendo normativas y procedimientos específicos para la realización del levantamiento topográfico.

Adicionalmente, se realizó la recolección de datos relativos a la localización y las propiedades del terreno con el objetivo de establecer los puntos de control geodésicos. La metodología empleada fue UTM WGS84 - Zona 17S. Los puntos documentados en terreno fueron categorizados como Puntos de Orden "C".

Tabla 3*Clasificación de puntos geodésicos*

ORDEN	CLASE	PRECISIÓN RELATIVA
0	Única	1:100 000 000
A	Única	1:10 000 000
B	Única	1:1 000 000
C	Única	1:100 000

El fin principal de la georreferenciación fue llevar a cabo la medición detallada y la documentación exhaustiva de los dos Puntos de Control Base del Proyecto (ANC18145 y ANC18146), los cuales fueron seleccionados estratégicamente con el fin de asegurar una mayor exactitud en las lecturas realizadas y reducir al mínimo la posibilidad de desplazamiento o deterioro ocasionado por factores externos.

Asimismo, se identificó la Estación Permanente de Rastreo GNSS (ERP) más próxima al lugar del proyecto, asegurando que estuviera a una distancia máxima de 100 km y conectada a la Red Geodésica Nacional. Esta estación, denominada HUÁNUCO, proporciona datos de observación durante un período continuo de 24 horas, con registros comprendidos en el horario UTC-5 (respectivo al Perú), iniciando a las 7:00 pm de un día y finalizando a las 7:00 pm del día siguiente.

Para llevar a cabo la tarea de ajustar y triangular los Puntos Geodésicos ANC18145 y ANC18146, se hizo uso de la Estación Permanente de Rastreo HUÁNUCO como Estación Base de Referencia. Esta estación se encuentra conectada a la Red Nacional Geodésica y dispone de una codificación específica provista por el Departamento de Geodesia del Instituto Geográfico Nacional.

Georreferenciación.

Para ubicar los puntos ANC18145 y ANC18146, catalogados en la categoría C, se utilizó como medio la Estación de Rastreo Permanente

HUÁNUCO, integrante de la Red Geodésica Geocéntrica Nacional creada por el Instituto Geográfico Nacional.

En cuanto a la investigación en el ámbito topográfico, se utilizó el siguiente equipamiento:

- 02 trípodes de aluminio.
- 01 colector de Datos Trimble T41 – Slate, 01 colector de Datos Trimble
- 01 receptor GNSS Trimble R 10, 01 receptor GNSS Trimble R8-3.
- 02 winchas de mano.
- 02 bases nivelantes.
- 04 baterías Internas Recargables para receptor GNSS.
- 01 computadora portátil.
- 01 software de gabinete: Trimble Business Center V - 3.50.

Después de completar la colocación de hitos de los dos Puntos de Control Geodésicos, se estableció que el período mínimo de observación requerido sería de 75 minutos por punto, con un total de 900 repeticiones, de acuerdo con la estación de lectura de la estación principal para puntos de categoría C.

Mediante la aplicación del método estático diferencial, se efectuaron observaciones satelitales en cada punto geodésico (ANC37281 y ANC59432), permitiendo la observación del sistema de posicionamiento global (GPS) ubicado sobre cada uno de ellos.

Medición de BMs.

El objetivo de los Benchmarks (BM) en el distrito de Pillco Marca, Huánuco, consistió en proporcionar un punto de referencia fiable para la supervisión de las actividades relacionadas con la construcción del puente y sus accesos. Para asegurar la exactitud en el proyecto, se optó por emplear los puntos geodésicos también como Bases de Datos.

Dado que una parte significativa del proyecto se encuentra en terrenos con características blandas y zonas de siembra, la decoración de los Bloques de Manejo (BMs) se efectuó empleando hitos de hormigón con unas dimensiones de 40 x 40 x 55 cm. En estos importantes hitos se procedió a incrustar una resistente varilla de acero corrugado de 1/2 pulgada con el objetivo de marcar de forma precisa el centro neurálgico del Benchmark. Adicionalmente, es importante destacar que las bases de los hitos fueron cuidadosamente revestidas con llamativas letras de color rojo sobre un fondo blanco impoluto, utilizando una duradera pintura esmalte. Este meticuloso proceso garantiza no solo la visibilidad inmediata de los hitos, sino también su resistencia a las inclemencias del tiempo y el paso de los años.

Esta metodología posibilitó la disposición estratégica de al menos dos puntos de control en cada lado del cauce, lo cual promovió un control topográfico e ingenieril más efectivo a lo largo de todo el desarrollo del proyecto.

Los dos BMs instalados en campo fueron determinados a partir el uso del sistema RTK (Real-Time Kinematic) y se conceptualizaron tanto en coordenadas UTM como en coordenadas topográficas, asegurando así la precisión y alineación con la Red Geodésica Nacional en la zona de Pillco Marca, Huánuco.

- BM 01 se encuentra situado en el borde izquierdo del cauce principal, a una distancia aproximada de 5.32 metros del borde de una vivienda.
- BM 02 está localizado en el margen derecho del cauce principal, a aproximadamente 42.78 metros del borde.

➤ **Nivelación geométrica**

Se reconoció un Benchmark (BM) cercano, que forma parte de la Red de Nivelación Nacional del Instituto Geográfico Nacional, en las inmediaciones del proyecto. Sin embargo, el punto de referencia más cercano (CF 10) se encontraba a una distancia superior a los 6

kilómetros, lo cual hacía imposible su utilización para el control vertical debido a la lejanía.

En consecuencia, se tomó la decisión de emplear la elevación geoidal obtenida a partir de un punto geodésico que fue procesado previamente. Con el objetivo de garantizar la máxima precisión en los datos recopilados, se efectuaron exhaustivas nivelaciones de ida y vuelta entre los Puntos de Control Geodésico (ANC91732 – ANC38461) y los Puntos de Control de Apoyo (BM 01 – BM 02), verificando in situ que la diferencia tolerada entre los dos recorridos se mantuvo en todo momento dentro de los límites establecidos por las normativas vigentes.

4.2.2. HIDROLOGÍA

➤ Generalidades

Objetivos del estudio

Objetivo principal

Determinar las características hidrológicas e hidráulicas en régimen de máximas avenidas para diseñar estructuras hidráulicas en la margen izquierda del río Huallaga y Huancachupa dentro del marco de la ejecución de la obra: “MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE TRANSITABILIDAD URBANA DEL JR. MALECÓN WALCKER SOBERON; (DESDE EMP.PE-3N KM 232+140 PUENTE HUALLAGA - EMP PE-3N KM 228 + 920 HUANCACHUPA), CALLE LAS VIÑAS - CCPP POTRACANCHA, DISTRITO DE PILLCO MARCA - PROVINCIA DE HUANUCO - DEPARTAMENTO DE HUANUCO – ETAPA I: PUENTE HUALLAGA PE-3N KM 232+140 – PUENTE HUANCACHUPA EMP PE-3N KM 228+920”.

Objetivos Específicos

- Determinar los parámetros geomorfológicos de las Cuencas de Aporte de los ríos Huallaga y Huancachupa hasta el tramo de nuestro interés.

- Selección, análisis y tratamiento de la información meteorológica que intervienen en las cuencas de estudio.
- Estimar los caudales de diseño en las cuencas de aporte del río Huallaga y Huancachupa para los periodos de retorno correspondientes. (25, 50 y 85).
- Realizar el modelamiento hidráulico de los tramos del Río Huallaga y Huancachupa de nuestro interés para los fines de la ejecución de la obra.
- Determinar las características hidráulicas en las secciones que conforman el tramo de río analizado.
- Estimar la profundidad de socavación producido por efecto de los caudales máximos.
- Determinar las variables hidráulicas que permitan el correcto diseño de la estructura de protección proyectada.

Ubicación y descripción de la zona de estudio

La zona de estudio comprende los tramos del río Huallaga y Huancachupa donde se proyecta la ejecución de la obra; el tramo del río Huallaga analizado es de 3000.00 metros aproximadamente; mientras que el tramo del río Huancachupa analizado es de 120.00 m aproximadamente.

Figura 18

Zona de intervención del proyecto



Fuente. Google Earth.

Ubicación Política

El Jr. Malecón Walcker Soberón es la zona de ejecución de la obra, políticamente la zona se ubica en la ciudad de Cayhuayna, distrito de Pillco Marca, provincia de Huánuco y Región Huánuco.

Región : Huánuco

Provincia : Huánuco

Distrito : Pillco Marca Localidad : Cayhuayn

Ubicación Hidrográfica

Desde una perspectiva hidrográfica y considerando la importancia de la gestión sostenible de los recursos hídricos, es fundamental destacar que el área de intervención del proyecto se encuentra estratégicamente ubicada dentro de la Cuenca del Alto Huallaga. Es importante resaltar que el río Huallaga tiene su nacimiento en las elevadas montañas de la región de Cerro de Pasco, como resultado de la unión de los cauces de los ríos Ticlayan, Pariamarca y Pucurhuay. El río Huertas, con su caudal, se destaca como uno de los afluentes más significativos que desembocan en el río Huallaga. Su aporte hídrico es fundamental para la región. El río Huallaga, uno de los principales cursos

de agua de la región, fluye majestuosamente en dirección norte y noroeste, atravesando con su caudal los territorios de los departamentos de Cerro de Pasco y Huánuco. Es en esta última región, específicamente en Huánuco, donde el río alcanza su máxima extensión y despliega toda su belleza natural, convirtiéndose en un elemento vital de nuestra región de interés.

Figura 19

Etapas que comprende el trabajo



Características de la Zona de Estudio

Para poder definir las particularidades de la zona de estudio se efectuó una visita en campo con el fin de verificar las principales características de la zona de estudio. Actualmente en el área de estudio no se cuenta con estructuras de protección de riberas en la zona de proyecto. Presenta características típicas de ríos de la zona de cuenca media de cuencas de la región hidrográfica del atlántico.

Figura 20

Tramo de la margen izquierda del río Huallaga que colinda con la zona del proyecto



Figura 21

Margen izquierda del Huallaga adyacente a la zona de proyecto del Jr. Malecón Wlacker Soberón



Figura 22

Evaluación de campo de las condiciones del lecho del río Huallaga en el tramo de nuestro interés



Figura 23

Evaluación de campo de las condiciones del lecho del río Huallaga en el tramo de nuestro interés



Figura 24

Configuración del lecho del río Huallaga en el tramo donde se proyecta muros de protección



➤ 4.2.2.2 Estudio de las cuencas

En este capítulo nos enfocamos en el estudio de las cuencas de aporte hasta el punto de control. Partiendo de una definición básica, una cuenca es el territorio que aporta agua al río que contiene, esta concepción simplista nos dice en pocas palabras que la cuenca es el área que desagua en forma directa o indirecta en un río o arroyo; en ese sentido, vamos a estudiar la cuenca del Huallaga y la cuenca del Huancachupa.

Recopilación de información cartográfica. Para poder realizar el análisis y estudio de nuestras cuencas de intervención, que corresponde a la cuenca del río Huallaga y cuenca del río Huancachupa; se hará uso de las herramientas GIS o SIG Geographic Information System o Sistemas de Información Geográfica.

Un Sistema de Información Geográfica (SIG) se precisa como un sistema utilizado para la descripción y clasificación de la Tierra y otras geografías, con la finalidad de exhibir y examinar la información a la que

se refiere espacialmente. Este estudio se lleva a cabo primordialmente utilizando mapas.

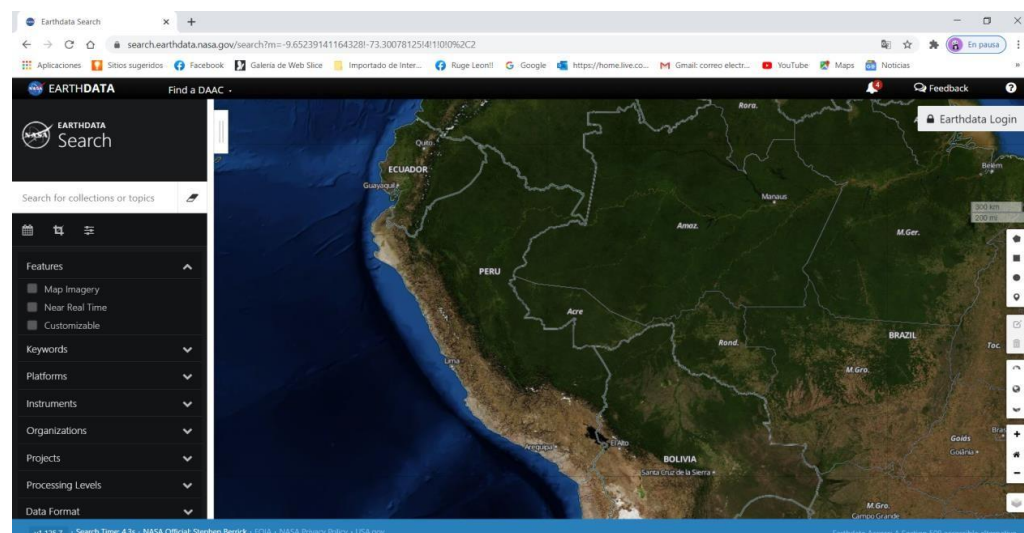
El propósito de los Sistemas de Información Geográfica (SIG) radica en la generación, distribución y aplicación de valiosos productos de información fundamentados en mapas que respaldan las actividades de las organizaciones, además de la creación y gestión de la información geográfica pertinente.

Los mapas constituyen colecciones lógicas de información geográfica representadas en capas de mapa. Representan una metáfora eficiente para la modelización y estructuración de la información geográfica a través de capas temáticas. Además, los mapas SIG interactivos proporcionan la interfaz principal de usuario que facilita la utilización de la información geográfica.

La recopilación de la información cartográfica para trabajar en SIG se realizó de las diferentes plataformas digitales que nos brindan información válida de entidades confiables: como la plataforma web de la NASA (<https://search.earthdata.nasa.gov/search> o la web de USGS https://e4ftl01.cr.usgs.gov//ASTER_B/ASTT/ASTGTM)

Figura 25

Recopilación de información cartográfica

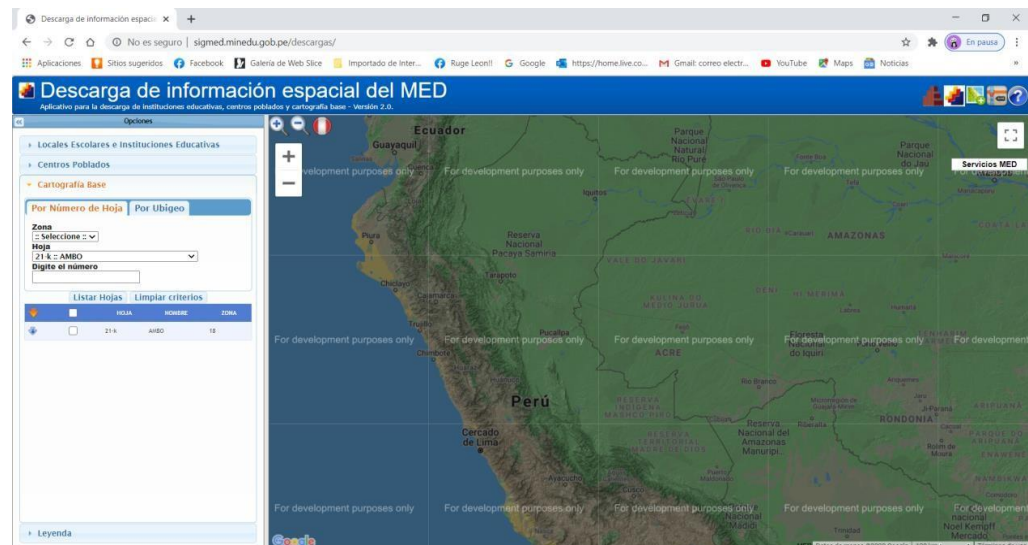


Fuente. <https://www.nasa.gov/topics/earth/index.html>

Así mismo en nuestro país nos brindan información cartográfica de las plataformas virtuales del estado como: <http://sigmed.minedu.gob.pe/>

Figura 26

Descarga de información espacial del MED



Fuente. <http://sigmed.minedu.gob.pe/>

Información vectorial. En el formato vectorial los diferentes objetos se representan como puntos, líneas o polígonos. La representación de puntos o líneas es inmediata.

Se trabajó con las cartas nacionales del Perú. Brindadas por el MINEDU en su plataforma web y de libre acceso y descarga.

Información raster. En el formato raster se divide el espacio en un conjunto regular de celdillas, cada una de estas celdillas contiene un número que puede ser el identificador de un objeto (si se trata de una capa que contiene objetos) o del valor de una variable.

Se trabajó con información raster tipo DEM (modelo digital de elevaciones) de la Earth Data – NASA.

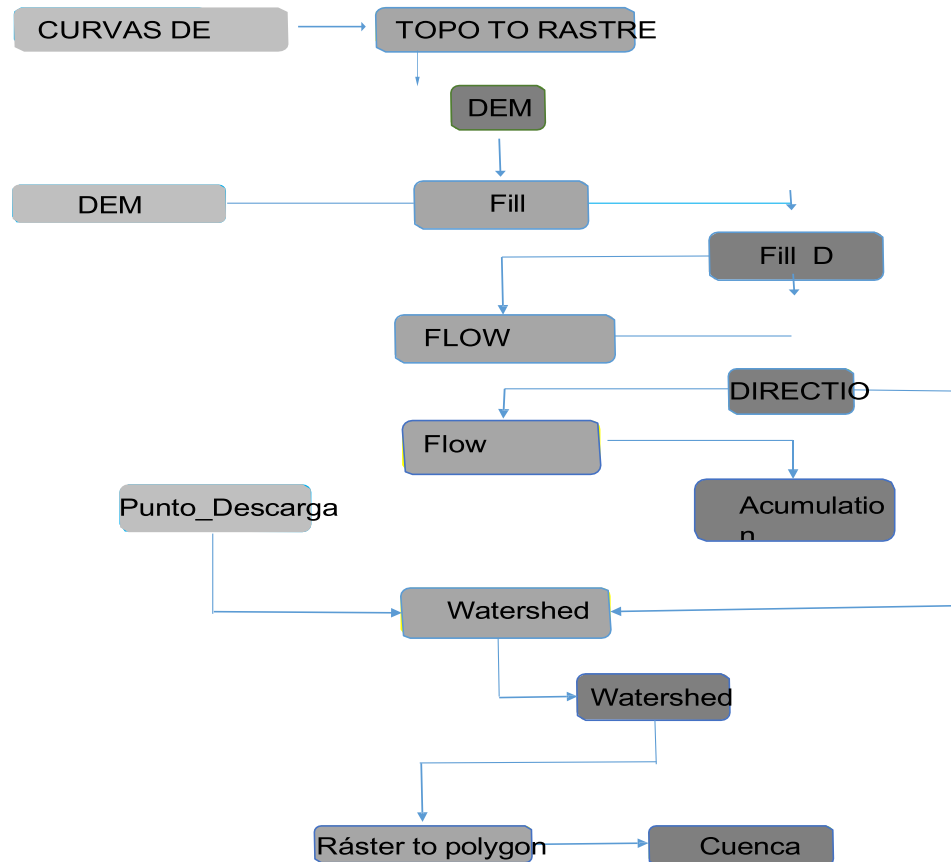
➤ **Método para el areado de la cuenca**

Delimitación de la cuenca mediante herramientas GIS. La delimitación de una cuenca se la puede realizar sólo con el uso de las herramientas de ArcGIS, sin embargo, existe un complemento elaborado

por US Army Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos) denominado HEC-GeoHMS, con el cual el proceso de delimitación se lo efectúa mucho más rápido

Figura 27

Proceso de delimitación de la cuenca



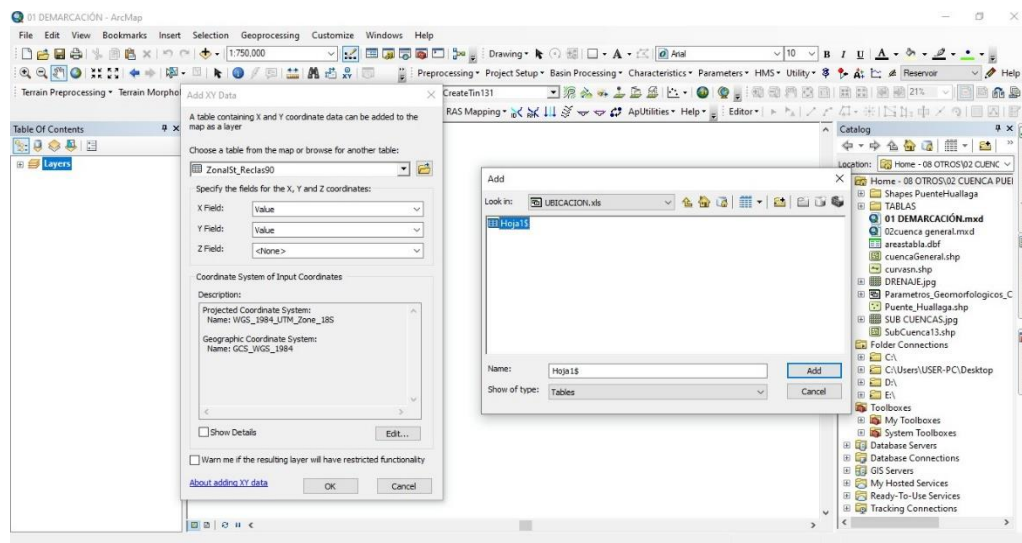
Fuente: MasterGIS, 2018.

Procesamiento de la cuenca en GIS. Parte fundamental de todo estudio Hidrológico e Hidráulico es la delimitación de la cuenca de aporte del proyecto a realizarse, en el equipo técnico especialista en Hidrología e Hidráulica, trabajamos con el software ArcMap versión 10.5 (2019). Empleando los siguientes procesos.

1. Ingresamos las coordenadas del puente al ArcMap 10.5, importando desde nuestro archivo Excel

Figura 28

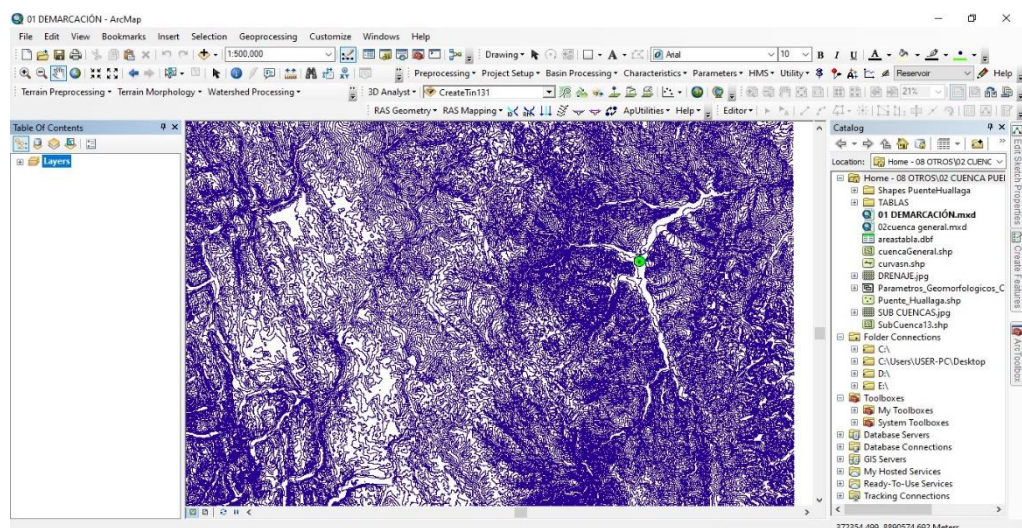
Captura ArcMap 10.5



2. Insertamos las cartas nacionales y los datos DEM RASTER de la zona del proyecto

Figura 29

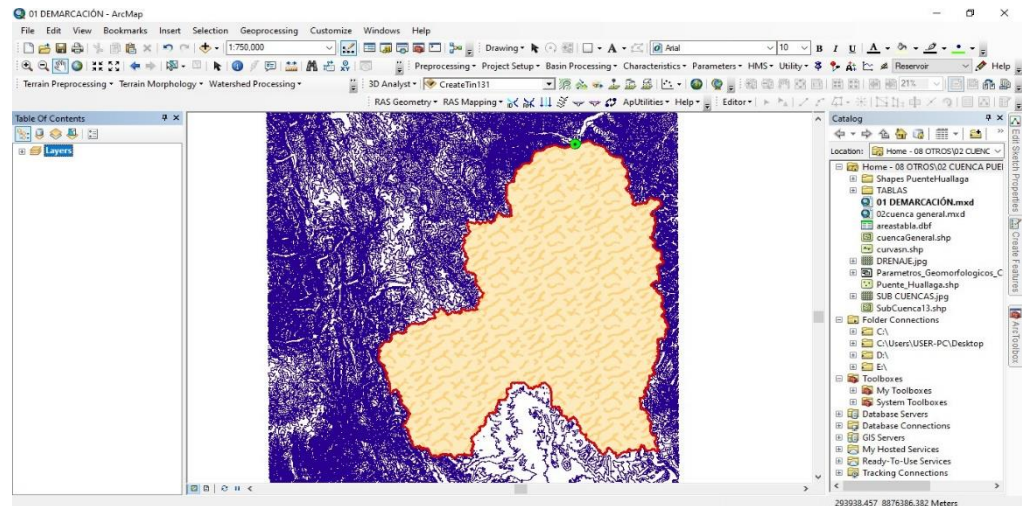
Captura ArcMap 10.5



3. Demarcamos la cuenca de aporte del proyecto desde las coordenadas que tenemos

Figura 30

Captura ArcMap 10.5



4. Generamos la red hídrica apoyados en la herramienta Flow Accumulation y Flow Direction del ArcMap 10.5

Figura 31

Captura ArcMap 10.5

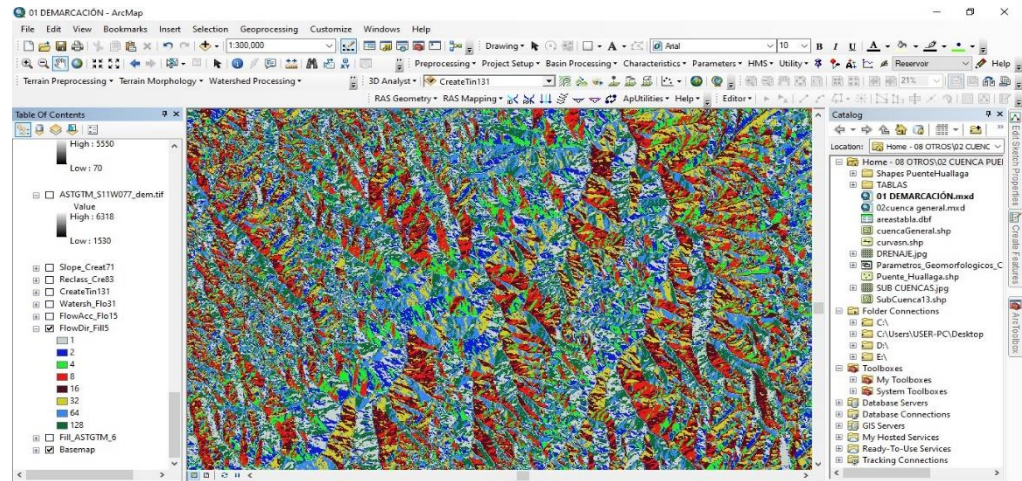


Figura 32

Captura ArcMap 10.5

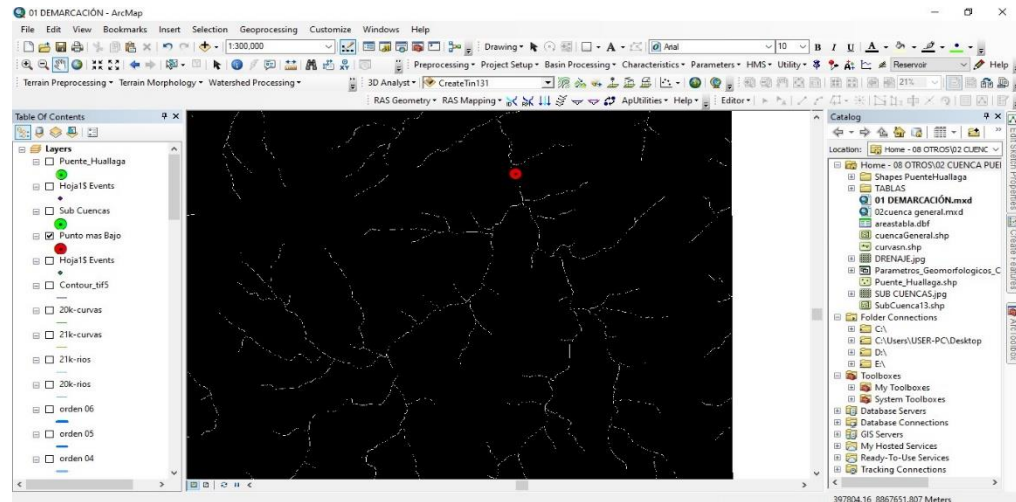
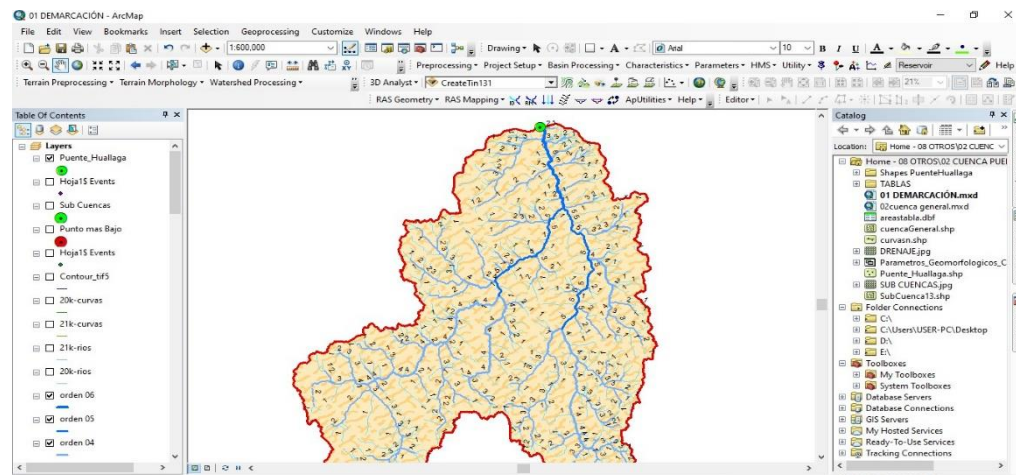


Figura 33

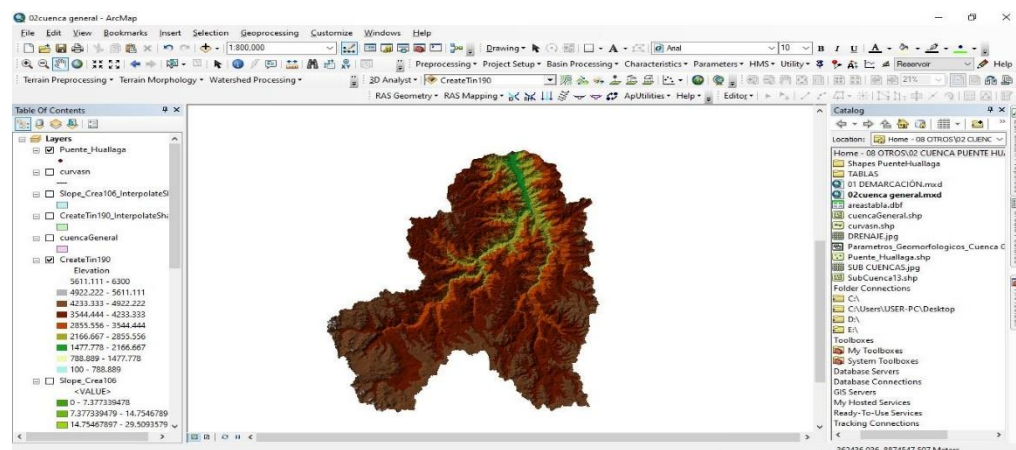
Captura ArcMap 10.5



5. Generamos el modelo 3D de altitudes (TIN) del terreno

Figura 34

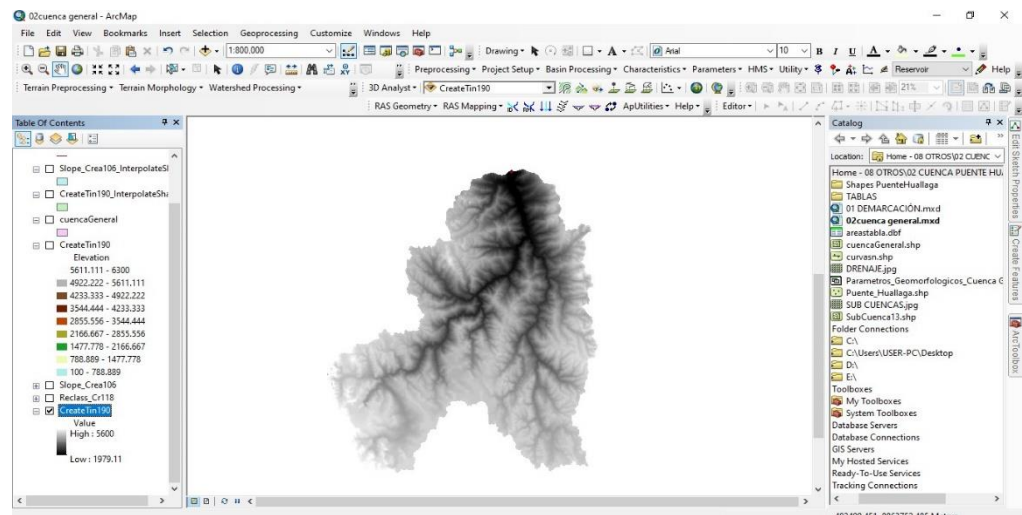
Captura ArcMap 10.5



6. Interpolamos las cuencas con el TIN y lo convertimos en RASTER

Figura 35

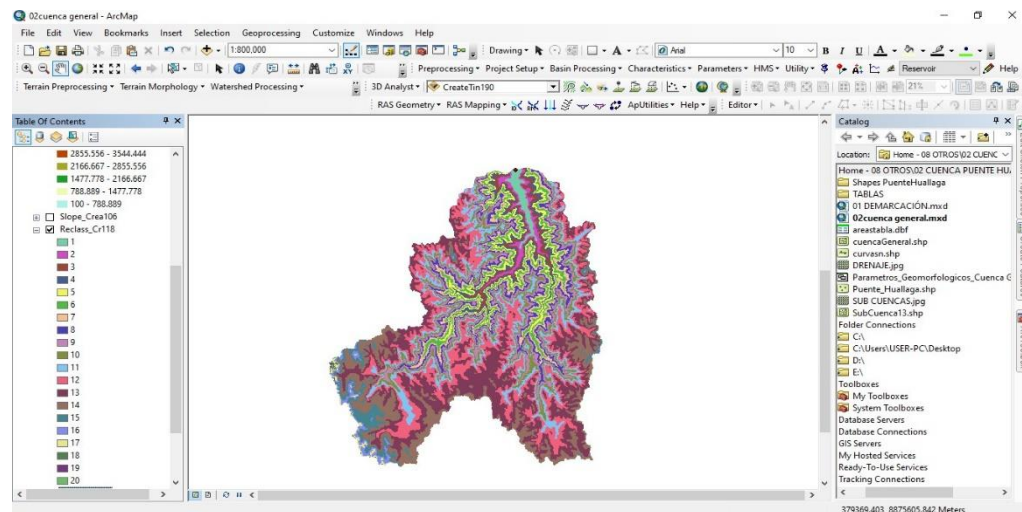
Captura ArcMap 10.5



7. Reclasificamos las cuencas en 20 intervalos, para el modelo digital de áreas entre curvas de nivel

Figura 36

Captura ArcMap 10.5



8. Generamos las tablas de áreas entre curvas de nivel para la generación de la curva hipsométrica

Figura 37

Captura ArcMap 10.5

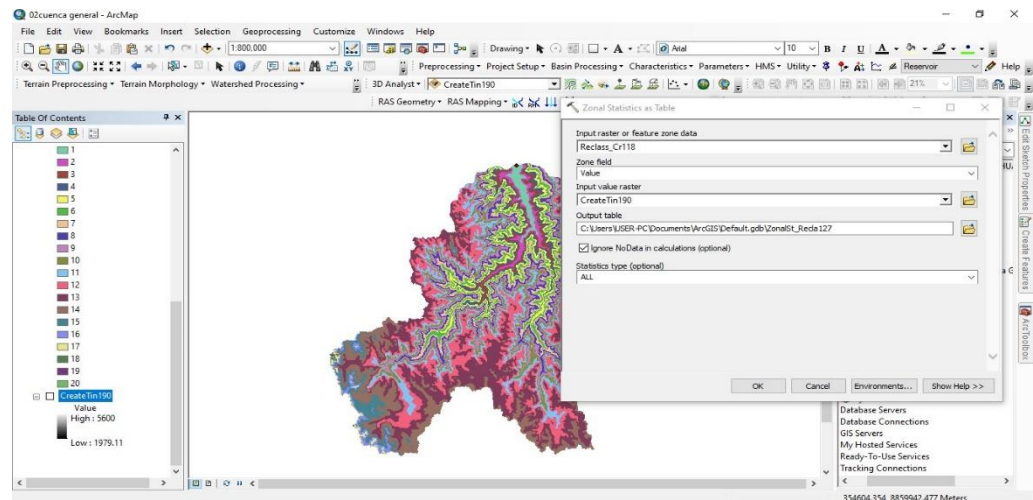
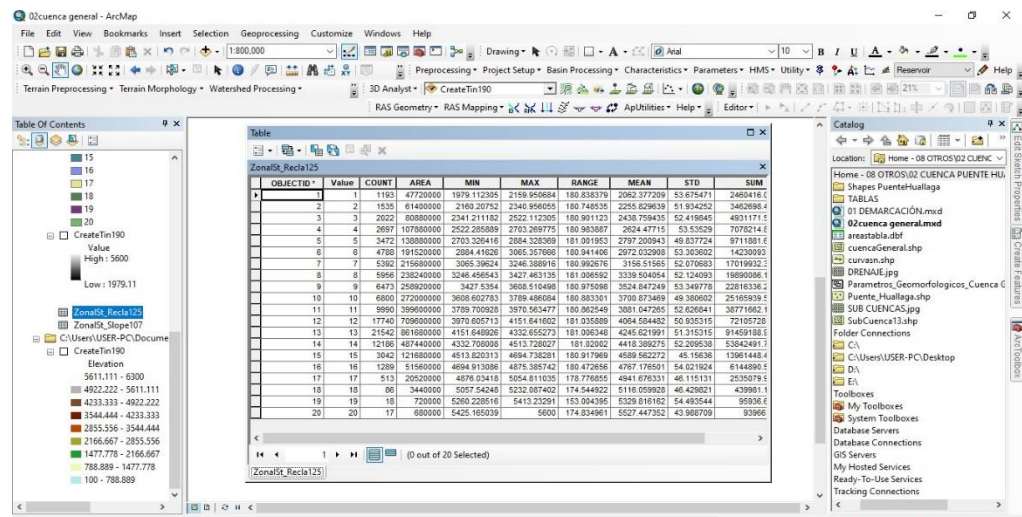


Figura 38

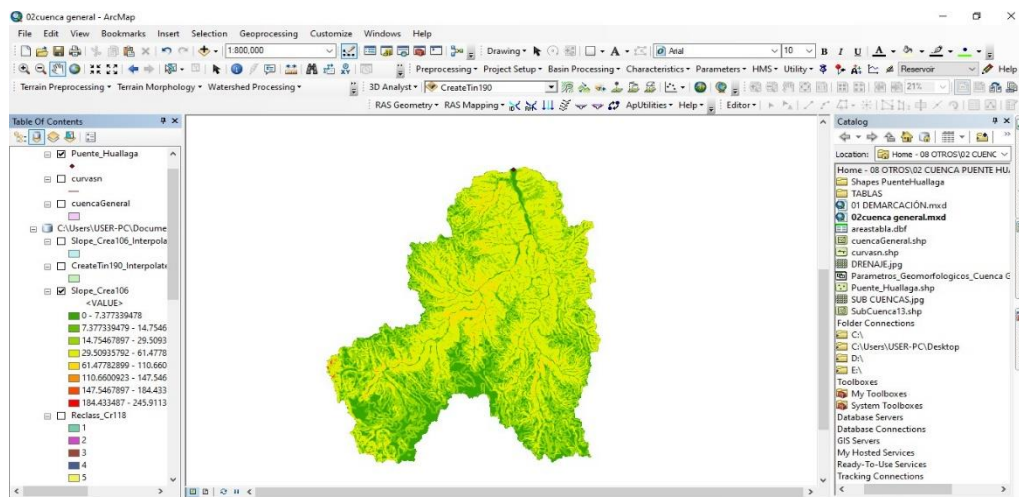
Captura ArcMap 10.5



9. Generamos el SLOPE (modelo de pendientes 3D) para obtener la pendiente media de las cuencas

Figura 39

Captura ArcMap 10.5



10. Generamos los parámetros geomorfológicos de las cuencas en nuestras hojas de cálculo

Figura 40

Captura hojas de cálculo

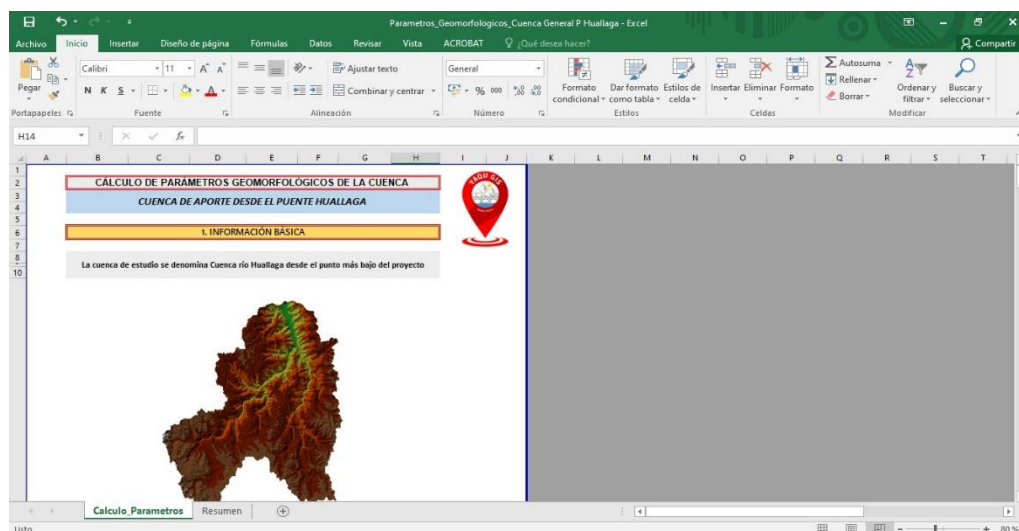


Figura 41

Captura hojas de cálculo

CÁLCULO DE PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA			
RESUMEN DE LOS PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA DESDE EL PUENTE HUALLAGA			
	PARAMETRO	NOMENCLATURA	UNIDAD VALOR
DATOS GENERALES	ELIPSOIDE	WGS 84	-----
	ZONA UTM	18 SUR	-----
	CARTA NACIONAL	20 K, 21K, 21J, 22K, 22J	-----
	PUNTO DE DESCARGA O PUNTO DE CONTROL	COORDENADA UTM ESTE	m 363353.63
		COORDENADA UTM NORTE	m 8899835.5
PARAMETROS DE SUPERFICIE	ALTITUD	m	1980.00
	AREA DE LA CUENCA	Km ²	4270.042
	PERIMETRO DE LA CUENCA	Km	418.400
	LONGITUD DE LA CUENCA	Km	90.195
	ANCHO MEDIO DE LA CUENCA	Km	47.342
	COTA MAYOR DE LA CUENCA	m	5650.00
	COTA MENOR DE LA CUENCA	m	1980.00
	DESNIVEL ALTITUDINAL DE LA CUENCA	m	3670.00
	COEFICIENTE DE COMPACTAD	Kc	Adimensional 1.793
	FACTOR DE FORMA O DE FORTON	Ff	Adimensional 0.525
PARAMETROS DE ALARGAMIENTO	INDICE DE ALARGAMIENTO	Ia	Adimensional 1.905

➤ **Parámetros geomorfológicos de la cuenca.**

Las particularidades geomorfológicas de una cuenca hidrográfica se describen en términos de las siguientes propiedades fundamentales: área de drenaje, forma de la cuenca, relieve circundante, medidas lineales como longitud y anchura, así como los complejos patrones de drenaje que se desarrollan en su interior. Para determinar estos parámetros en nuestras cuencas de estudio, se hizo uso de herramientas GIS, y de datos cartográficos digitales: en formato Shape y Raster especiales para ser trabajados en softwares GIS.

La información de la cual partimos es proporcionada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) y el Ministerio del Medio Ambiente, la cartografía utilizada para el estudio fue la siguiente:

- Mapa físico político del Perú.
- Mapa vial del territorio peruano.
- Cartas nacionales: hoja 21K, 21J, 22K, 22J, a escala 1/100000. En formato shape para GIS.

También se utilizó información proporcionada por la Autoridad Nacional del Agua (ANA); se utilizaron las unidades hidrográficas en formato shape.

Información cartográfica proporcionada por el Ministerio de Medio Ambiente en formato raster.

Para un análisis más concreto de la geomorfología de la Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control, la cuenca general se dividió en trece (13) Subcuencas tributarias. Mientras que para la Cuenca Huancachupa solo se trabajó con una sola subcuenca.

Área de la cuenca. La cuenca es definida como la proyección ortogonal de la totalidad de la superficie de drenaje de un sistema de escorrentía orientado, ya sea de manera directa o indirecta, hacia una misma vertiente natural.

Tabla 4

Clasificación de cuencas por su superficie

ÁREA (Km2)	NOMBRE
< 5	Unidad
5 – 20	Sector
20 – 100	Microcuenca
100 – 300	Subcuenca
> 300	Cuenca

Tabla 5

Clasificación de cuencas por su tamaño

TAMAÑO DE LA CUENCA (Km2.)	DESCRIPCIÓN
Menos de 25	Muy pequeña
25 a 500	Intermedia Pequeña
500 a 2500	Intermedia Grande
2500 a 5000	Grande
5000 a más	Muy Grande

Tabla 6

Área de la cuenca intervenida y clasificación según su área

Nº	DESCRIPCIÓN	AREA(Km2)	CLASIFICACIÓN
01	Cuenca de aporte del Huallaga hasta el punto de control	4270.042	Grande
02	Cuenca del río Huancachupa hasta punto de control	191.573	Intermedia Pequeña

Perímetro de la cuenca. El perímetro de la cuenca, también denominado longitud de parteaguas de la cuenca, constituye un parámetro crucial que, en relación con la superficie, facilita la inferencia de la morfología de la cuenca.

Tabla 7

Perímetro de la cuenca intervenida

Nº	DESCRIPCIÓN	PERIMETRO(Km)
01	Cuenca de aporte hasta el punto de control	418.40
02	Cuenca del río Huancachupa hasta punto de control	70.05

Longitud de la cuenca. Este parámetro se caracteriza como la separación horizontal desde el punto de desembocadura, punto de control o punto de desflujo de la cuenca, hasta el punto más distante de la cuenca aguas arriba, siguiendo la dirección del río principal.

Ancho medio de la cuenca. Este parámetro se define como la relación entre el área de la cuenca y la Longitud de la misma.

$$W = \frac{A}{L}$$

Donde:

$A = \text{Área de la cuenca (Km}^2\text{)}$

$L = \text{Longitud de la cuenca (Km)}$

Tabla 8

Ancho medio de la cuenca de aporte hasta el punto de control

Nº	Descripción	Área de la cuenca (Km ²)	Longitud de la cuenca (km)	Ancho medio de la cuenca (Km)
01	Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control	4270.04	90.195	47.342
02	Cuenca del río Huancachupa hasta punto de control	19.573	26.598	7.203

Desnivel altitudinal de la cuenca. Cuando nos referimos al desnivel altitudinal de la cuenca, se entiende como la diferencia de cotas de la parte más elevada y la parte más baja.

$$\Delta H = H_{m\acute{a}x} - H_{min}$$

Tabla 9

Desnivel altitudinal de la cuenca de aporte

Descripción	H _{máx} (msnm)	H _{min} (msnm)	ΔH (msnm)
Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control	5650.00	1980.00	3670.00
Cuenca de aporte del río Huancachupa hasta el punto de control	4500.00	1950.00	2550.00

➤ **Coefficiente de compacidad o de gravelius.**

Este parámetro es un indicador adimensional fundamental que describe de manera precisa y detallada la forma geométrica de la cuenca hidrográfica, fundamentado en la relación matemática entre el perímetro de la cuenca y el área de un círculo que posee la misma magnitud que la cuenca en cuestión (círculo equivalente); por consiguiente, a medida que el coeficiente aumenta en magnitud, la configuración de la cuenca se aleja notablemente de la simetría circular.

$$K_c = 0.28$$

Donde: K_c = *Coefficiente de Compacidad*

P = *Perímetro de la Cuenca (Km)*

A = *Área de la cuenca (Km²)*

Tabla 10

Clasificación de la cuenca según K_c

CLASE DE FORMA	COEFICIENTE DE COMPACIDAD	FORMA DE LA CUENCA
CLASE I	1.0 a 1.25	Casi redonda a oval-redonda
CLASE II	1.26 a 1.50	Oval-redonda a oval-oblonga
CLASE III	1.51 a más de 2	Oval-oblonga a rectangular-oblonga

Fuente. Viramontes, etal (2007).

Tabla 11*Forma de la cuenca intervenida según su coeficiente de compacidad*

N°	DESCRIPCIÓN	Perímetro(km)	Área(km2)	COEF. DE COMPACIDAD	FORMA DE LA CUENCA
01	Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control	418.40	4270.04	1.793	Oval—redonda a oval - oblonga
02	Cuenca de aporte del río Huancachupa hasta punto de control	70.046	191.573	1.42	Oval—redonda a oval - oblonga

Factor de forma o de Horton. Este parámetro fue sugerido por Horton en el año 1945. Se refiere a la correlación entre el área de la cuenca y el cuadrado de su longitud. Este parámetro cuantifica la propensión de la cuenca hacia las crecidas, desde rápidas y muy intensas hasta lentas y sostenidas, en función de su comportamiento. Es un parámetro adimensional que evidencia el alargamiento o achatamiento de la cuenca.

$$F_f = \frac{A}{L^2}$$

F_f = factor de forma (adimensional)

A = área de la cuenca (Km2)

L = longitud de la cuenca (Km)

Tabla 12*Formas de la cuenca según su factor de forma*

VALORES DEL FACTOR DE FORMA	FORMA DE LA CUENCA
Menores a 0.22	Muy alargada
0.22 a 0.30	Alargada
0.30 a 0.37	Ligeramente alargada
0.37 a 0.45	Ni Alargada ni ensanchada
0.45 a 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 a 0.80	Ensanchada
0.80 a 1.20	Muy ensanchada
Mayores a 1.20	Rodeando el desagüe

Tabla 13*Formas de la cuenca intervenida según su factor de forma*

Nº	DESCRIPCIÓN	Área (km ²)	Lcuenca (km)	FACTOR DE FORMA	FORMA DE LA CUENCA
01	Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control	4270.04	90.195	0.525	Ligeramente Ensancheda
02	Cuenca de aporte del río Huancachupa hasta punto de control	191.573	26.598	0.27	Alargada

Índice de alargamiento. El índice de alargamiento es otro parámetro que muestra el comportamiento de la forma de la cuenca, pero esta vez respecto a su tendencia a ser alargada. Cuando su valor es mayor a la unidad la cuenca es alargada, y cuando los valores son menores a la unidad es achatada.

$$I_a = \frac{L}{W}$$

Donde:

I_a = Índice de alargamiento (adimensional)

L = Longitud de cuenca (Km)

W = Ancho de la cuenca (km)

Tabla 14*Tipos de índice de alargamiento según su clasificación*

INDICE DE ALARGAMIENTO - I_a	CARACTERISTICA
$I_a > 1$	Cuenca Alargada
$I_a < 1$	Cuenca Achatada

Fuente. Viramontes, etal (2007).

El índice de alargamiento de la cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control es de 1.905 por tanto es una Cuenca Alargada.

El índice de alargamiento de la cuenca de aporte del río Huncachupa hasta el punto de control es de 3.69 por tanto es una Cuenca Alargada.

Índice asimétrico. El índice asimétrico evalúa la homogeneidad en la distribución de la red de drenaje. Es la relación del área de las vertientes, mayor y menor, las cuales son separadas por el cauce principal. Si se tiene un valor mucho mayor a 1 la cuenca estará recargado a una de las vertientes, lo cual implica una heterogeneidad en la distribución de la red de drenaje. Se represente matemáticamente mediante la siguiente relación.

$$I_{as} = \frac{A_{mayor}}{A_{menor}}$$

Tabla 15

Índice asimétrico

INDICE ASIMÉTRICO - I_{as}	CARACTERISTICA
$I_{as} > 1$	Cuenca principal recargado a una de las vertientes
$I_{as} \approx 1$	Distribución uniforme del cauce principal

Fuente. Viramontes, et al (2007).

El índice asimétrico de la cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control es de 1.589 por tanto la cuenca principal presenta una distribución relativamente uniforme del cauce principal.

El índice asimétrico de la cuenca de aporte del río Huancachupa hasta el punto de control es de 3.79 por tanto la cuenca principal recargado a una de las vertientes.

Rectángulo equivalente. Se trata del mismo rectángulo que posee la misma superficie y el mismo perímetro que la cuenca hidrográfica. En estas condiciones, el coeficiente de compacidad K_c será idéntico, así como los parámetros de distribución de alturas y la curva hipsométrica serán idénticos, entre otros. Se deberá tener, considerando L_{Mayor} y L_{menor} , las dimensiones del rectángulo equivalente.

Tabla 16

Generación de rectángulo equivalente de la cuenca de aporte hasta el punto de control

N°	Área Parcial (Km2)	Largo Parcial (Km)
1	47.72	2.08
2	61.40	2.68
3	80.88	3.53
4	107.88	4.71
5	138.88	6.06
6	191.52	8.35
7	215.68	9.41
8	238.24	10.39
9	258.92	11.30

Tabla 17

Lado mayor y menor de rectángulo equivalente en la cuenca de aporte hasta el punto de control

Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control	LADO MAYOR (KM)	177.97
	LADO MENOR (Km)	21.27
Cuenca de aporte del río Huancachupa hasta el punto de control	LADO MAYOR (KM)	28.24
	LADO MENOR (Km)	6.78

Pendiente media de la cuenca. La pendiente se refiere a la variación de la inclinación de una cuenca; su determinación es crucial para definir el comportamiento de la cuenca en relación con el desplazamiento de las capas de suelo (erosión o sedimentación). En zonas de elevadas pendientes, los problemas de erosión se manifiestan con mayor frecuencia, mientras que, en regiones planas, los problemas de drenaje y sedimentación predominan principalmente.

La estimación de la pendiente media de la cuenca se realiza a partir de un plano topográfico que contenga las curvas de nivel o del modelo de elevación digital de 8x8 metros, utilizando el procedimiento de Alvord.

Conforme a la utilización del suelo y la infraestructura de drenaje, la pendiente ejerce una influencia directa en el comportamiento de la

cuenca, incidiendo directamente en el escurrimiento de las aguas pluviales, es decir, en la magnitud y en el tiempo de formación de un creciente en el cauce principal. En cuencas con pronunciadas pendientes, se observa una propensión a la generación de crecientes en los ríos en periodos relativamente breves; estas cuencas son denominadas torrenciales, al igual que los ríos que las drenan. La Tabla N° 15 presenta la categorización de las cuencas en función de su pendiente.

Tabla 18

Clasificación de las cuencas de acuerdo con la pendiente

Pendiente media (%)	Tipo de relieve
0 – 3	Plano
3 – 7	Suave
7 – 12	Medianamente accidentado
12 – 20	Accidentado
20 – 35	Fuertemente accidentado
35 – 50	Muy Fuertemente accidentado
50 – 75	Escarpado
75	Muy escarpado

Fuente. Ortiz Vera (2004)

En el procedimiento de Alvord, la cuenca se segmenta en franjas altitudinales y se determina la pendiente media de la cuenca mediante la ponderación de la pendiente detectada para cada franja en función de su área

$$S_m = \frac{L * D}{A}$$

Donde:

S_m: Pendiente media de la cuenca

D: Diferencia entre curvas de nivel

L: Longitud total de las curvas de nivel

A: Área de la cuenca

Tabla 19

Pendiente media de la cuenca de aporte

Cuenca	Pendiente media (%)	Clasificación
Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control	29.82	Fuertemente accidentado
Cuenca de aporte del río Huancachupa hasta el punto de control	47.31	Muy fuertemente accidentado

Curva hipsométrica. Representa un indicador de la variación territorial derivada del escurrimiento de una región, lo que proporciona el fundamento para la caracterización de áreas climatológicas y ecológicas.

Los datos relativos a la elevación son de relevancia, particularmente para tener en cuenta la influencia de la altitud en el comportamiento de la temperatura y la precipitación. La curva hipsométrica representa de manera precisa la dinámica global de la altitud de la cuenca y la dinámica del ciclo de erosión. Se refiere a la representación visual del paisaje de la cuenca en relación con las superficies correspondientes (Días et al., 1999).

Para la construcción de la curva, se lleva a escalas apropiadas la elevación determinada en las ordenadas y la superficie de la cuenca en las abscisas, garantizando que cada punto posea una cota mínima equivalente a la altitud. Esta última se determina mediante el cálculo (a través de un planímetro o un sistema de diseño asistido por computadora) de la superficie correspondiente al área delimitada en la cuenca entre la curva de nivel cuya cota se ha establecido en las ordenadas y los límites de la cuenca por encima de dicha cota. Esta operación se verifica para todos los intervalos seleccionados en las ordenadas.

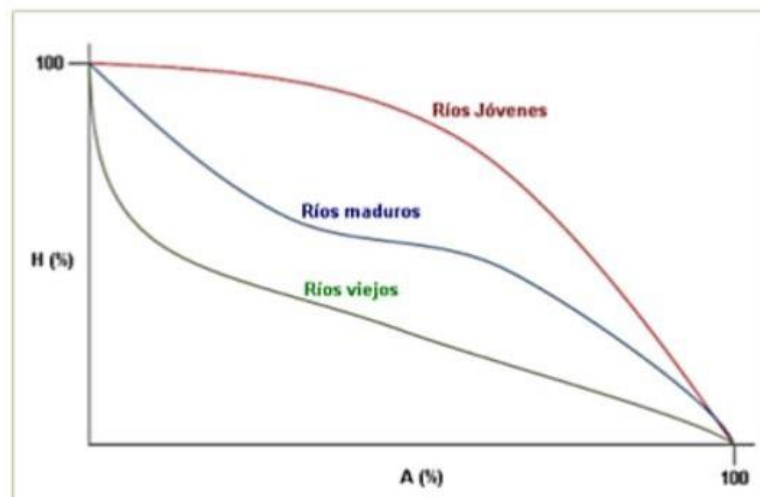
La elevación mediana de una cuenca hidrográfica se define como la cota de la curva de nivel que divide dicha cuenca en dos zonas de

área equivalente; en otras palabras, la elevación que corresponde al 50% del área total.

La función hipsométrica constituye una metodología apropiada y objetiva para cuantificar la relación entre la propiedad altimétrica de una cuenca en un plano y su área. La conversión de la curva hipsométrica en una función adimensional puede realizarse utilizando valores relativos en lugar de valores totales en los ejes, expresando la altura y el área por sus correspondientes valores máximos. El diagrama adimensional resulta esencial en el campo de la hidrología para la comparación de similitudes entre dos cuencas, cuando estas exhiben fluctuaciones en la precipitación y la evaporación con la elevación. Las curvas hipsométricas han sido vinculadas también con las edades de los ríos de las cuencas correspondientes (Ver figura 28)

Figura 28

Clasificación de los ríos de acuerdo a la curva hipsométrica



Fuente. Ortiz Vera (2004)

Esta elevación puede ser representada gráficamente bajo la premisa de que el área del gráfico superior a la elevación media es idéntica al área inferior a la misma.

La elevación promedio de una cuenca se define como la elevación que corresponde al 50% de su superficie total.

Tabla 20

Datos para generación de curva hipsométrica cuenca de aporte hasta el punto de control

ALTITUD	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
			POR DEBAJO		POR ENCIMA	
<i>m.s.n.m.</i>	<i>Km2</i>	<i>(%)</i>	<i>(KM2)</i>	<i>(%)</i>	<i>KM2</i>	<i>(%)</i>
Punto más bajo	0.00	0.00		0.00		
1980.00	47.72	1.12	47.72	1.12	4270.04	100.00
2163.50	61.40	1.44	109.12	2.56	4160.92	97.44
2347.00	80.88	1.89	190.00	4.45	4080.04	95.55
2530.50	107.88	2.53	297.88	6.98	3972.16	93.02
2714.00	138.88	3.25	436.76	10.23	3833.28	89.77
2897.50	191.52	4.49	628.28	14.71	3641.76	85.29
3081.00	215.68	5.05	843.96	19.76	3426.08	80.24
3264.50	238.24	5.58	1082.20	25.34	3187.84	74.66
3448.00	258.92	6.06	1341.12	31.41	2928.92	68.59
3631.50	272.00	6.37	1613.12	37.78	2656.92	62.22
3815.00	399.60	9.36	2012.72	47.14	2257.32	52.86
3998.50	709.60	16.62	2722.32	63.75	1547.72	36.25
4182.00	861.68	20.18	3584.00	83.93	686.04	16.07
4365.50	487.44	11.42	4071.44	95.35	198.60	4.65
4549.00	121.68	2.85	4193.12	98.20	76.92	1.80
4732.50	51.56	1.21	4244.68	99.41	25.36	0.59
4916.00	20.52	0.48	4265.20	99.89	4.84	0.11
5099.50	3.44	0.08	4268.64	99.97	1.40	0.03
5283.00	0.72	0.02	4269.36	99.98	0.68	0.02
5466.50	0.68	0.02	4270.04	100.00	0.00	0.00
5650.00						
TOTAL	4270.04	100.00				

Figura 42

Gráfico de la curva hipsométrica de la cuenca de aporte del Huallaga hasta el punto de control de control

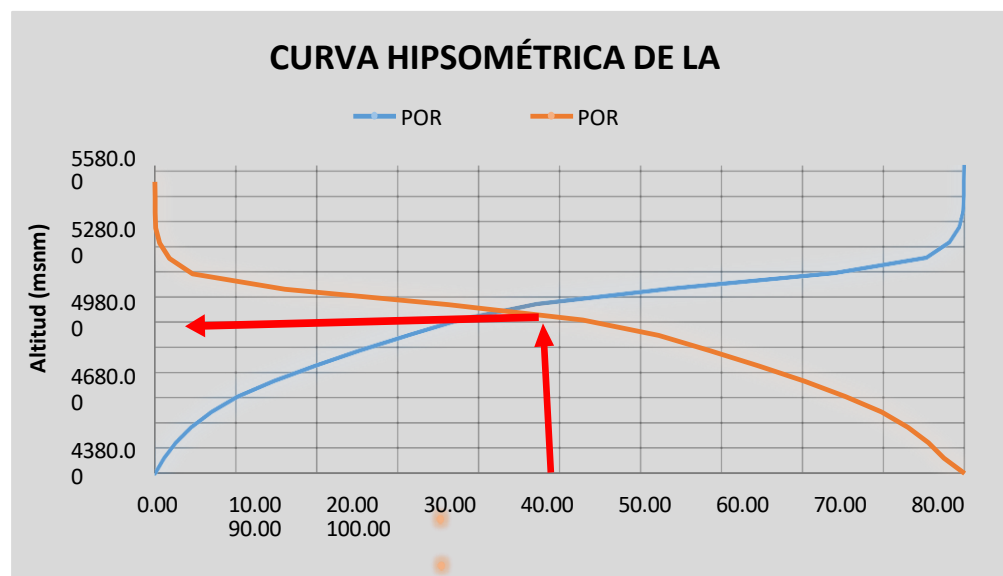


Tabla 21

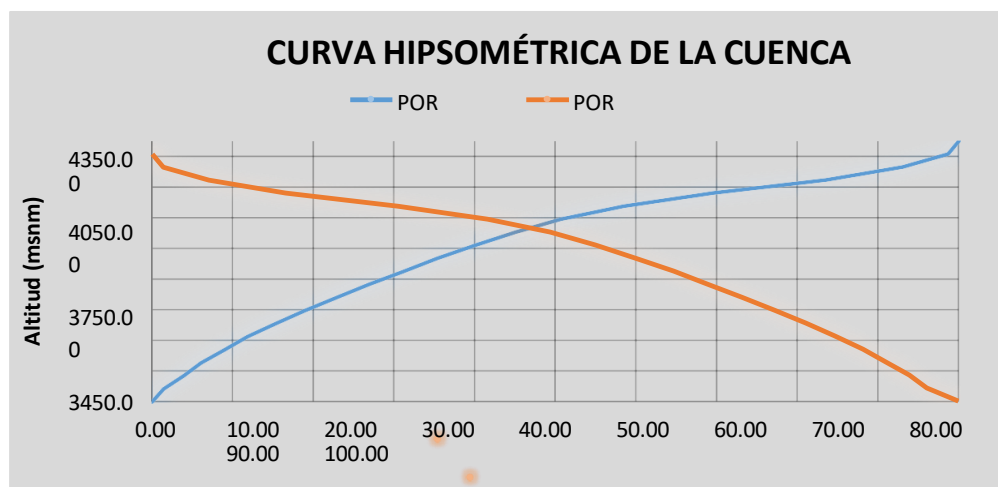
Datos para generación de curva hipsométrica cuenca de aporte del Huancachupa hasta el punto de control

ALTITUD	AREAS PARCIALES	AREAS ACUMULADAS			
		POR DEBAJO		POR ENCIMA	
m.s.n.m.	Km2	(%)	(KM2)	(%)	KM2
Punto más bajo	0.00	0.00		0.00	
1950.00	2.82	1.47	2.82	1.47	191.58
2077.50	4.67	2.44	7.49	3.91	184.09
2205.00	4.16	2.17	11.65	6.08	179.93
2332.50	5.55	2.90	17.20	8.98	174.38
2460.00	5.45	2.85	22.66	11.83	168.92
2587.50	6.70	3.49	29.35	15.32	162.23
2715.00	6.91	3.60	36.26	18.92	155.32
2842.50	7.49	3.91	43.75	22.83	147.83
2970.00	7.71	4.02	51.45	26.86	140.13
3097.50	8.26	4.31	59.71	31.17	131.87
3225.00	7.91	4.13	67.62	35.30	123.96
3352.50	9.12	4.76	76.74	40.06	114.84
3480.00	9.53	4.98	86.27	45.03	105.31
3607.50	10.77	5.62	97.04	50.65	94.54
3735.00	14.86	7.76	111.90	58.41	79.68
3862.50	21.29	11.11	133.20	69.53	58.38
3990.00	26.71	13.94	159.91	83.47	31.67
4117.50	18.25	9.52	178.15	92.99	13.43
4245.00	10.85	5.66	189.00	98.65	2.58
4372.50	2.58	1.35	191.58	100.00	0.00

4500.00		
TOTAL	191.58	100.00

Figura 43

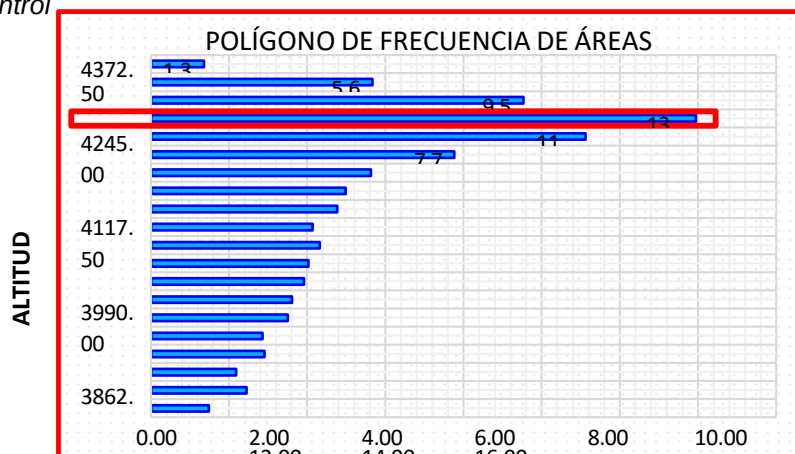
Gráfico de la curva hipsométrica de la cuenca de aporte del Huallaga hasta el punto de control



Histograma de frecuencia de altitudes. El análisis de frecuencia altimétrica se emplea para caracterizar las frecuencias de determinados niveles, tales como la altitud de sitios, los puntos más altos en mallas cuadradas de muestreo, las altitudes de cumbres o las de zonas de llanos o depresiones, como hombreras, bancos y collados (Clarke 1968)

Figura 44

Polígono de frecuencia de áreas parciales de la cuenca de aporte hasta el punto de control



Altitud media o elevación media de la cuenca. Se refiere a la variación altitudinal de la cuenca hidrográfica que ejerce una influencia directa sobre el clima y, por ende, sobre el régimen hidrológico. Además, proporciona un fundamento para la caracterización de zonas climatológicas y ecológicas distintas dentro de la misma cuenca. Una metodología apropiada y objetiva para determinar la correlación entre la propiedad altimétrica de una cuenca en un plano y su elevación, es mediante la función hipsométrica.

Este atributo o función se establece a partir de la curva hipsométrica de la cuenca hidrográfica. La curva hipsométrica constituye la representación gráfica de la variación de la elevación de una cuenca hidrográfica, permitiendo la observación de la distribución de las zonas de elevación superior, media y baja.

Se utiliza en conjunto con los registros pluviométricos para segmentar las áreas con variada pluviometría y para calcular la correlación entre la elevación y la precipitación.

Por lo tanto, la curva hipsométrica simboliza el porcentaje de área acumulada que alcanza o supera una cota específica.

La elevación media de una cuenca (Tabla 23) puede calcularse como

$$H_{media} = \frac{\sum (Area * H_{media})}{\sum Area}$$

Longitud del cauce principal. La longitud del cauce principal se considera como la distancia horizontal del río principal, desde su nacimiento hasta el punto de cierre o de descarga, dentro de los límites de la cuenca.

Tabla 22

Longitud del cauce principal de la cuenca de aporte

CUENCA	LONGITUD (KM)
Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control	90.051
Cuenca de aporte del río Huancachupa hasta el punto de control	22.727

Pendiente media de cauce principal. Corresponde al perfil longitudinal del río principal, la forma del perfil varía entre lineal, exponencial o logarítmica.

El perfil longitudinal de un río se caracteriza por su particularidad. La línea que traza la quebrada desde su origen hasta el lugar de estudio se representa gráficamente como una curva, con una forma ideal que se presenta en la cabecera y a la altura del nivel de base en la desembocadura.

La profundidad y la anchura del lecho experimentan un incremento aguas abajo, conforme se reduce la pendiente. Este fenómeno se debe al incremento del caudal en las zonas de baja altitud y a la disminución de la velocidad, lo que resulta en una transición de la carga material transportada de gruesa a fina. En la figura 1, se presenta el perfil longitudinal del cauce principal del río De aporte.

Figura 45

Perfil típico de ríos

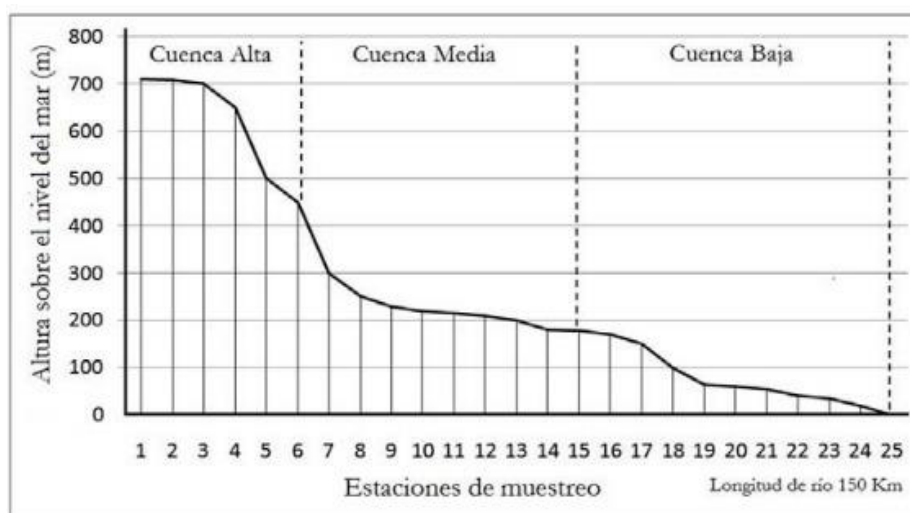
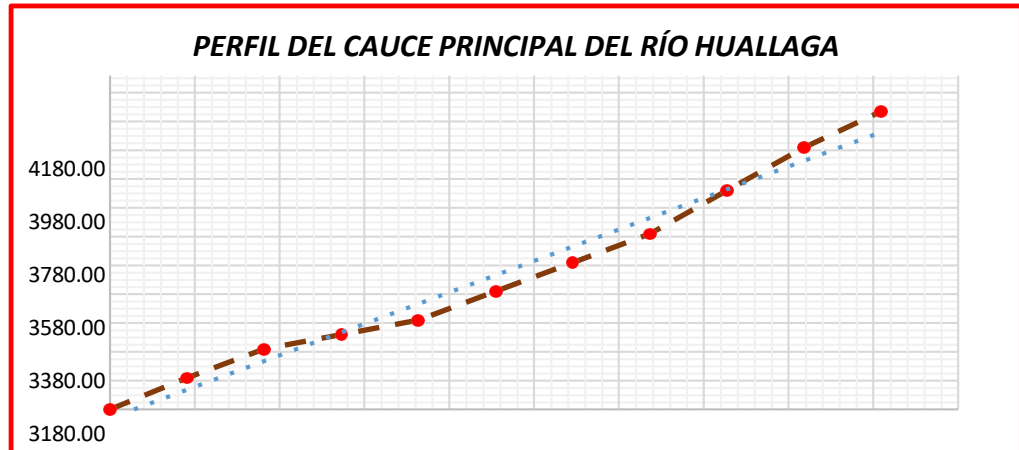


Figura 46

Perfil del cauce principal del río Huallaga hasta punto de control



Orden de la red hídrica – jerarquía de ríos. Es aquel número que expresa el grado de ramificación de un sistema hidrográfico. Se categorizan como corrientes de primer orden a aquellas que transportan las aguas provenientes de las corrientes nacientes y que carecen de afluentes. Las corrientes de segundo orden emergen de la intersección de corrientes de orden primario; de manera similar, las uniones de dos corrientes de segundo orden generan una de tercer orden; en términos generales, dos ríos de orden n dan lugar a uno de orden $n+1$. En la eventualidad de que una o más corrientes de nivel inferior desemboken en una de nivel superior, esta mantendrá su orden estructural original.

Figura 47

Orden de ríos en una cuenca

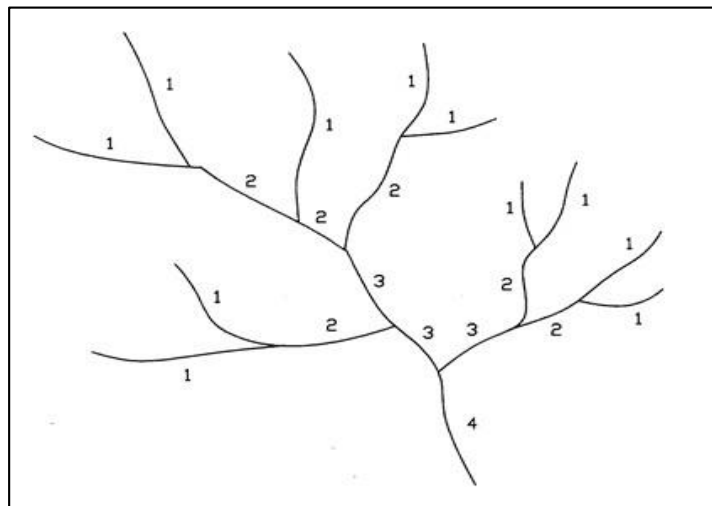


Tabla 23*Datos de red hídrica de la cuenca del río Huallaga*

RED HÍDRICA DE LA CUENCA		
ORDEN DE RÍOS	Número de Ríos	Longitud de Ríos (Km.)
1	566	1168.484
2	237	434.995
3	146	254.998
4	68	143.576
5	39	62.830
6	15	21.032
TOTAL	1071.00	2085.915

La cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control es de orden 06 (seis)

Tabla 24*Datos de red hídrica de la cuenca del río Huancachupa*

RED HÍDRICA DE LA CUENCA		
ORDEN DE RÍOS	Número de Ríos	Longitud de Ríos (Km.)
1	23	53.682
2	14	28.555
3	8	15.785
TOTAL	45.00	98.022

Densidad de drenaje. Se refiere a la correlación entre la longitud total (L_t) de los cursos de agua perennes, intermitentes y efímeros de una cuenca hidrográfica y su área propia (A) (Horton, 1932-1945). A medida que se incrementa la densidad de drenaje, el tiempo de escorrentía disminuye, lo que se interpreta como un indicador adicional de riesgo.

$$D_d = \text{Densidad de drenaje} \text{ (km}^2\text{)}$$

$$L_t = \text{Longitud total de ríos (Km)}$$

$$A = \text{Área de la Cuenca (Km}^2\text{)}$$

Es el parámetro que cuantifica el grado de desarrollo de un sistema hidrográfico y permite conocer su complejidad (Fuentes Junco, 2004; Delgadillo y Páez, 2008).

Tabla 25

Tipos de clasificación de la densidad de drenaje

CLASIFICACIÓN DE JUNCO		CLASIFICACIÓN DELGADILLO & PAEZ	
DENSIDAD DE DRENAJE(Km/Km2)	CLASE DE RED	DENSIDAD DE DRENAJE(Km/Km2)	CLASE DE RED
0.1 Hasta 1.8	Baja	< 1	Baja
1.9 Hasta 3.6	Moderada	1 Hasta 2	Moderada
3.7 Hasta 5.6	Alta	2 Hasta 3	Alta
		>3	Muy alta

Fuente. Junco(2004) - Delgadillo y Páez(2008)

La densidad de drenaje de la cuenca del río Huallaga hasta el punto de control es de 0.49 por tanto según clasificación de Junco se encuentra en la clase de red Baja y según clasificación de Degadillo & Paez se encuentra en la Baja.

La densidad de drenaje de la cuenca del río Huancachupa hasta el punto de control es de 0.51 por tanto según clasificación de Junco se encuentra en la clase de red Baja y según clasificación de Degadillo & Paez se encuentra en la Baja.

Densidad de corriente o densidad de ríos. Es un parámetro que relaciona el número de corrientes o ríos con el área de la cuenca.

Tabla 26

Densidad de corriente de la cuenca

Descripción	Área (Km2)	Número de corrientes de la cuenca	Densidad de corriente (ríos/Km2)
Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control	4270.042	6	0.25
Cuenca de aporte del río Huancachupa hasta el punto de control	191.573	3	0.23

Relación de elongación. Se caracteriza como la proporción entre el diámetro de un círculo cuya área coincide con la longitud de la cuenca y su formulación matemática se presenta de la siguiente manera:

Donde:

$$R_e = 1.128 \sqrt{\frac{A}{L}}$$

R_e = Relación de Elongación (Adimensional)

A = Área de la cuenca (Km²)

L = Longitud de la cuenca (Km)

Tabla 27

Relación de elongación

Descripción	Área (Km ²)	Longitud de la cuenca (Km)	Relación de Elongación (Adimensional)
Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control	4270.042	90.195	0.82
Cuenca de aporte del río Huancachupa hasta el punto de control	191.573	26.598	0.59

Relación de circularidad. Este coeficiente es el cociente entre el área de la cuenca y la del círculo cuya circunferencia es equivalente al perímetro de la cuenca.

$$R_c = \frac{4\pi A}{P^2}$$

R_c = Relación de Circularidad (Adimensional)

A = Área de la cuenca (Km²)

Tabla 28*Relación de circulidad*

Descripción	Área	Perímetro	Relación de Circulidad (Adimensional)
Cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control	4270.042	418.40	0.31
Cuenca de aporte del río Huancachupa hasta el punto de control	191.573	70.046	0.49

Tiempo de concentración. Se conceptualiza como el trayecto de una gota de agua pluvial que se desplaza superficialmente desde el punto más distante de la cuenca hasta su punto de partida. Para su determinación, se pueden utilizar diversas ecuaciones que se vinculan con otros parámetros inherentes a la cuenca. Para la determinación del tiempo de concentración, se aconseja la utilización de múltiples ecuaciones empíricas disponibles en la literatura científica. Se considera aconsejable incorporar al menos cinco estimaciones distintas (Ven Te Chow, 1994).

Ramser y Kirpich lo definen como el tiempo al pico T_p , mientras que Viessman (1977) lo conceptualiza como el intervalo temporal que se extiende entre el término de la precipitación efectiva y el término de la escorrentía superficial directa. Este valor final representa el punto de inflexión del hidrograma tras el pico del cauce. Témez (1978) lo conceptualiza como la distinción entre el tiempo de conclusión del hidrograma de escorrentía superficial directa y el tiempo de conclusión de la precipitación efectiva.

La literatura ofrece una abundancia de expresiones para establecer el tiempo de concentración T_c de las cuencas hidrográficas, formuladas por diversos autores para diversas regiones globales. Se ofrece a continuación un resumen de las ecuaciones empleadas en el presente estudio, extraídas de diversas fuentes consultadas (Chow et al., 1994; Hidrología de Antioquia, 1997; Linsley et. Al., 2020; Viesman y Lewis, 2003; Vélez y Botero, 2011):

Se conceptualiza como el trayecto de una gota de agua pluvial que se desplaza superficialmente desde el punto más distante de la cuenca hasta su punto de partida. Para su determinación, se pueden utilizar diversas ecuaciones que se vinculan con otros parámetros inherentes a la cuenca. Para la determinación del tiempo de concentración, se aconseja la utilización de múltiples ecuaciones empíricas disponibles en la literatura científica. Se considera aconsejable incorporar al menos cinco estimaciones distintas (Ven Te Chow, 1994).

La literatura ofrece una abundancia de expresiones para establecer el tiempo de concentración T_c de las cuencas hidrográficas, formuladas por diversos autores para diversas regiones globales. Se ofrece a continuación un resumen de las ecuaciones empleadas en el presente estudio, extraídas de diversas fuentes consultadas (Chow et al., 1994; Hidrología de Antioquia, 1997; Linsley et. Al., 2020; Viesman y Lewis, 2003; Vélez y Botero, 2011):

- Fórmula de Kirpich

Calcula el tiempo de concentración, T_c , en min, según la ecuación:

$$T_c = 0.066247 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Dónde:

L: Longitud del cauce principal (Km)

S: Pendiente media (m/m)

- Fórmula de Passini

Proporciona el tiempo de concentración de la cuenca, T_c , en min, mediante la siguiente fórmula:

$$T_c = 0.023 * \frac{(A * L)^{0.5}}{S}$$

Dónde:

A: Área de la cuenca (Km²)

L: Longitud del cauce principal (Km)

S: Pendiente media (m/m)

- Fórmula de Témez (1978)

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L_r}{r} \right)^{0.25}$$

T_c : Es el tiempo de concentración (horas)

L_r : Es la longitud del cauce principal (km)

S_r : Es la pendiente promedio del cauce principal $\left(\frac{m}{m} \right)$

A: Es el área de la cuenca (km²)

- Bransby – Williams

$$T_c = \frac{L^5 A^2}{1.5 D S_r}$$

T_c = Tiempo de concentración (min)

L = Longitud de la cuenca (Km)

D = Diametro del circulo de área equivalente al de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

S_r = Pendiente media del cauce principal en porcentaje (%)

Se realizó el promedio del tiempo de concentración según los autores que ya se mencionó anteriormente

Tabla 29

Tiempo de concentración promedio

Descripción	Autor	Tiempo de concentración (min)
CUENCA DE APOORTE HASTA EL PUNTO DE CONTROL	<i>Kirpich</i>	2067.38
	<i>Passini</i>	3349.04
	<i>Témez</i>	516.65
	<i>California Culvert Practice</i>	492.52
PROMEDIO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN		1606.40

Tabla 30

Parámetros geomorfológicos de la cuenca de aporte del río Huallaga hasta el punto de control

PARÁMETRO		NOMENCLATURA	UNIDAD	VALOR
DATOS GENERALES	ELIPSOIDE	WGS 84	-----	-----
	ZONA UTM	18 SUR	-----	-----
	CARTA NACIONAL	20 k, 21k, 21j, 22k, 22j	-----	-----
	PUNTO DE DESCARGA O PUNTO DE CONTROL	COORDENADA UTM ESTE	m	363353.63
		COORDENADA UTM NORTE	m	8899835.6
		ALTITUD	msnm	1980.00
PARÁMETROS DE SUPERFICIE	ÁREA DE LA CUENCA	A	Km ²	4270.042
	PERÍMETRO DE LA CUENCA	P	Km	418.400
	LONGITUD DE LA CUENCA	L	Km	90.195
	ANCHO MEDIO DE LA CUENCA	W	Km	47.342
	COTA MAYOR DE LA CUENCA	CM	msnm	5650.00
	COTA MENOR DE LA CUENCA	Cm	msnm	1980.00
	DESNIVEL ALTITUDINAL DE LA CUENCA	ΔH	m	3670.00
	COEFICIENTE DE COMPACIDAD	Kc	Adimensional	1.793
PARÁMETROS DE FORMA	FACTOR DE FORMA O DE HORTON	Ff	Adimensional	0.525
	ÍNDICE DE ALARGAMIENTO	Ia	Adimensional	1.905
	ÍNDICE ASIMÉTRICO	Ias	Adimensional	1.589
	RECTÁNGULO LADO MAYOR	Lmayor	Km	186.277
	RECTÁNGULO LADO MENOR	Lmenor	Km	22.923

	EQUIVALENTE				
PARÁMETROS DE RELIEVE	PENDIENTE	CRITERIO DEL SIG	Sm	%	29.82
	MEDIA DE LA CUENCA	CRITERIO RECT. EQUIV.	Sm	%	1.97
	ALTITUD MEDIA DE LA CUENCA		Hm	msnm	3880.00
	ALTITUD MÁS FRECUENTE DE LA CUENCA		Hf	msnm	4182.00
	ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA		Em	msnm	3829.77
	PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA		Sm	%	29.82
	PENDIENTE MEDIA DEL RÍO PRINCIPAL		Srio	%	2.12
PARÁMETROS DE LA RED DE DRENAJE	ORDEN DE LA RED HIDRICA DE LA CUENCA		Orden	Adimensional	6.0
	DENSIDAD DE CORRIENTE O RÍOS		Dc	rios/Km ²	0.251
	DENSIDAD DE DRENAJE		Dd	Km/Km ²	0.488
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	FÓRMULA DE KIRPICH		Tc	min	2067.380
	FÓRMULA DE PASSINI		Tc	min	3349.043
	FÓRMULA DE TEMEZ		Tc	min	516.654
	CALIFORNIA CULVERT PRACTICE		Tc	min	492.515
	PROMEDIO		Tc	min	1606.40

Tabla 31

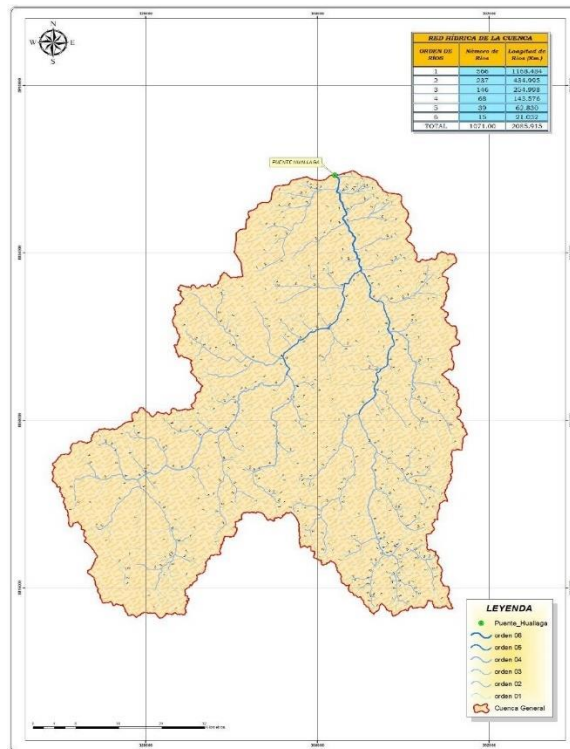
Parámetros geomorfológicos de la cuenca de aporte del río Huancachupa hasta el punto de control

PARÁMETRO		NOMENCLATURA	UNIDAD	VALOR
DATOS GENERALES	ELIPSOIDE	WGS 84	-----	-----
	ZONA UTM	18 SUR	-----	-----
	CARTA NACIONAL	20K, 21K	-----	-----
	PUNTO DE DESCARGA O PUNTO DE CONTROL	COORDENADA UTM ESTE	m	367934.93
		COORDENADA UTM NORTE	m	8881295.8
		ALTITUD	msnm	2050.00
PARÁMETROS DE SUPERFICIE	ÁREA DE LA CUENCA	A	Km ²	191.573
	PERÍMETRO DE LA CUENCA	P	Km	70.046
	LONGITUD DE LA CUENCA	L	Km	26.598
	ANCHO MEDIO DE LA CUENCA	W	Km	7.203
	COTA MAYOR DE LA CUENCA	CM	msnm	4500.00
	COTA MENOR DE LA CUENCA	Cm	msnm	1950.00
	DESNIVEL ALTITUDINAL DE LA	ΔH	m	2550.00

	CUENCA				
PARÁMETROS DE FORMA	COEFICIENTE DE COMPACIDAD	DE Kc	Adimensional	1.417	
	FACTOR DE FORMA DE HORTON	O Ff	Adimensional	0.271	
	ÍNDICE DE ALARGAMIENTO	DE Ia	Adimensional	3.693	
	ÍNDICE ASIMÉTRICO	las	Adimensional	3.786	
	RECTÁNGULO MAYOR	Lmayor	Km	28.239	
	RECTÁNGULO MENOR EQUIVALENTE	Lmenor	Km	6.784	
PARÁMETROS DE RELIEVE	PENDIENTE CRITERIO DEL SIG	Sm	%	47.31	
	PENDIENTE CRITERIO RECT. EQUIV.	Sm	%	9.03	
	ALTITUD MEDIA DE LA CUENCA	Hm	msnm	3650.00	
	ALTITUD MÁS FRECUENTE DE LA CUENCA	Hf	msnm	3990.00	
	ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA	Em	msnm	3516.39	
	PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA	Sm	%	47.31	
	PENDIENTE MEDIA DEL RÍO PRINCIPAL	Srio	%	5.79	
PARÁMETROS DE LA RED DE DRENAJE	ORDEN DE LA RED HIDRICA DE LA CUENCA	Orden	Adimensional	3.0	
	DENSIDAD DE CORRIENTE O RÍOS	Dc	rios/Km ²	0.235	
	DENSIDAD DE DRENAJE	Dd	Km/Km ²	0.512	
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	FÓRMULA DE KIRPICH	Tc	min	483.092	
	FÓRMULA DE PASSINI	Tc	min	453.917	
	FÓRMULA DE TEMEZ	Tc	min	148.881	
	CALIFORNIA CULVERT PRACTICE	Tc	min	114.280	
	PROMEDIO	Tc	min	300.04	

Figura 48

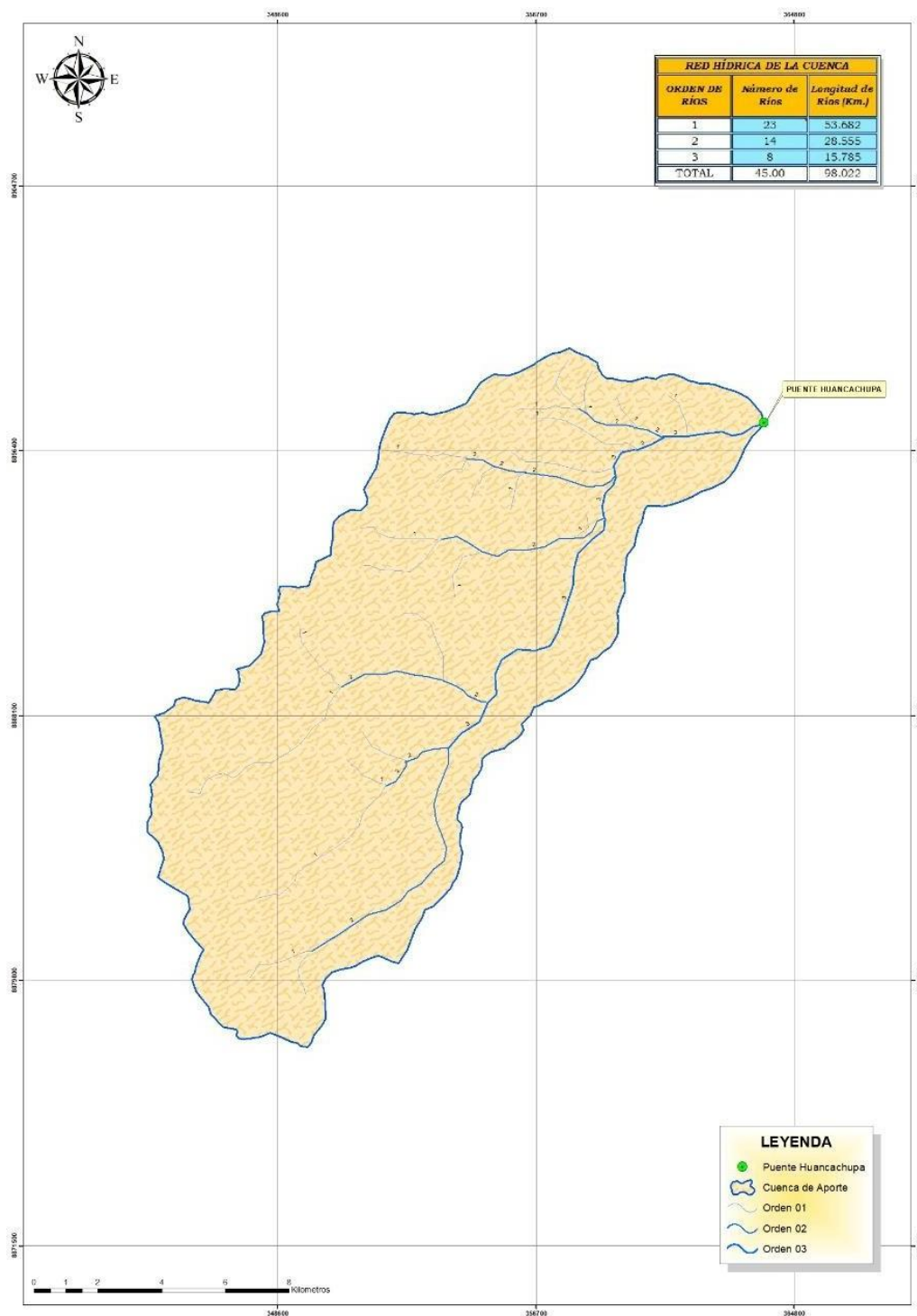
Red de drenaje de la cuenca de aporte del río Huallaga hasta zona de interés



Fuente. ArcGis 10.8

Figura 49

Red de drenaje de la cuenca de aporte del río Huancachupa hasta tramo de interés



Fuente. ArcGis 10.8

4.2.3. HIDROLOGÍA ESTADÍSTICA

Recopilación de información hidrometeorológica. Con el fin de ubicarnos dentro del campo de la ingeniería hidrológica, conviene recordar que en hidrología es fundamental la aplicación práctica del conocimiento sobre la relación entre el agua de la atmósfera y el agua del suelo, que el establecimiento de las leyes físicas y relaciones que describen el estado de la atmósfera. Para llevar a cabo lo primero se utiliza la hidrometeorología, el agua suele caer eventualmente a la superficie terrestre, dando origen al fenómeno de la precipitación.

Información pluviométrica. De acuerdo a la información disponible estamos utilizando la precipitación máxima en 24 horas y los promedios totales mensual (con la finalidad de analizar la viabilidad de las precipitaciones máximas en 24 horas) de las estaciones: Cerro de Pasco, Huánuco, San Rafael y Yanahuanca ya que representa fidedignamente a la zona de estudio. Para ello se les indica en el siguiente cuadro:

Tabla 32*Coordenadas de las estaciones utilizadas*

Estación	Lat.	Long.	Alt. (msnm).	Este (UTM)	Norte (UTM)	Cuenca	Dep.	Prov.	Dist.	Año de Registro
CERRO DE PASCO	-10.693333	-76.264167	4260	361746.2	8817645.5	ALTO HUALLAGA	Pasco	Pasco	Chaupimar ca	1997-2018
HUÁNUCO	-9.961011	-76.248	1947	363198.29	8898640.52	ALTO HUALLAGA	Huánuco	Huánuco	Pillcomarca	De 1986 hasta 2018
SAN RAFAEL	-10.32926	-76.17658	2722	371953.87	8858788.37	ALTO HUALLAGA	Huánuco	Ambo	San Rafael	De 1993 hasta 2018
YANAHUANCA	-10.491389	-76.508056	3150	334960.28	8839861.44	ALTO HUALLAGA	Pasco	Daniel Alcides Carrión	Yanahuanc a	De 1998 hasta 2018

Así mismo también se cuenta con precipitaciones máximas con 24 horas para determinar los caudales máximos de las obras complementarias del proyecto. Este tipo de precipitaciones representan las lluvias máximas diarias y son el insumo primordial para determinar eventos hidrológicos extremos en la cuenca. Los datos de precipitación máxima en 24 horas que se utilizaron para el estudio corresponden a las estaciones pluviométricas de Cerro de Pasco, Huánuco, San Rafael y Yanahuanca.

Tabla 33

Estación Cerro de Pasco

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
1997									8.4	24.3	22.6	15.1
1998	14.8	21.6	24.1	18.5	5.2	5.5		1.5	5.7	14.7	16.8	13.4
1999	29.0	30.5	15.2	29.8	9.9	4.8	5.3	2.6	14.0	13.1	15.0	16.8
2000	22.6	18.1	20.4	8.7	14.7	2.8	3.6	8.2	6.7	13.4	12.9	22.2
2001	22.5	18.9	26.4	24.0	11.9	1.7	11.2	8.8	7.9	14.1	15.6	27.5
2002	10.3	27.0	30.3	11.7	11.0	3.1	12.7	3.5	21.1	25.0	11.1	19.6
2003	14.0	22.1	18.8	11.6	7.4	7.0	3.6	7.0	25.5	6.0	12.0	15.8
2004	23.3	29.7	11.1	14.0	6.0	4.1	9.6	7.6	22.3	28.7	27.4	24.5
2005	12.0	19.6	41.0	16.7	2.9	2.8	3.0	4.0	7.7	11.3	25.6	10.0
2006	16.3	18.5	24.5	22.0	3.9	17.0	2.7	4.5	25.6	21.3	27.3	24.6
2007	15.5	19.0	19.0	19.2	26.2		7.0	4.4	19.5	14.6	27.0	21.9
2008	20.2	19.3	8.7	12.5	4.4	7.3	3.2	10.4	12.6	13.5	36.4	21.0
2009	15.8	15.8	30.2	11.4	12.0	12.0	6.7	14.0	4.6	12.0	33.9	28.2
2010	28.1	17.7	22.0	18.1	20.2	2.0	4.4		7.5	24.0	15.7	31.8
2011	20.3	16.6	20.8	18.1	12.0		7.3	9.0	14.0	15.6	21.0	24.0
2012	25.5	22.0	16.3	19.0	10.4	6.5	3.5	5.2	25.0	25.0	18.3	19.7
2013	28.1	14.8	18.4	13.6	8.9	7.7	8.0	12.1	15.0	20.0	11.1	13.5
2014	23.2	20.4	21.8	21.0	7.3	10.0	7.0	2.3	20.6	12.8	20.7	24.0
2015	14.0	12.0	22.6	17.7	14.0	9.0	11.5	5.4	12.5	17.5	35.1	17.9
2016	18.0	26.4	19.0	12.4	8.2	7.1	3.7	11.5	12.0			
2017	18.6	25.0	15.0	15.7	14.2	2.0	6.5	4.0	12.3	15.5	17.0	17.6
2018	15.2	11.5	21.0									

Figura 50

Histograma de PM 24horas estación Cerro de Pasco

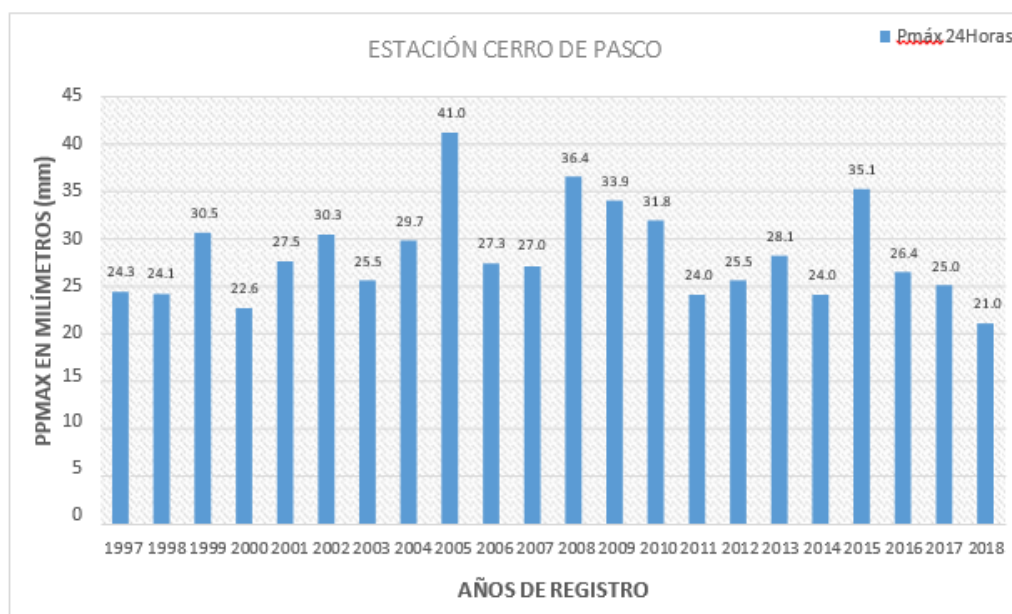


Tabla 34

Estación Huánuco

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1986	7.1	17.3	20.5	2.0	10.0	16.9	2.1	7.6	2.3	5.2	8.1	19.8
1987	5.0	11.7	18.6	12.5	4.2	3.7	5.7	2.4	4.6	5.3	15.8	6.7
1988	14.0	20.1	8.7	18.6	4.2	0.0	4.2	1.9	8.9	3.6	10.7	11.6
1989	15.7	9.4	14.3	6.5	6.3	4.1	0.0	1.4	5.7	20.6	11.1	27.4
1990	11.5	6.1	15.1	20.1	18.6	4.7	1.3	2.4	2.5	18.3	24.8	13.0
1991	4.7	15.0	28.8	10.3	2.0	5.4	3.0	0.0	4.0	15.4	15.0	20.4
1992	9.8	30.6	15.6	6.4	0.0	3.6	2.0	25.0	2.0	38.4	30.7	9.8
1993	12.5	18.0	13.7	13.5	5.5	4.7	3.4	3.7	6.0	7.6	14.2	12.0
1994	0.0	9.7	11.5	24.0	15.0	0.0	0.0	0.0	11.8	19.0	6.7	21.3
1995	8.7	11.7	17.5	9.5	1.8	0.9	1.2	0.4	3.6	9.5	13.9	12.8
1996	13.5	10.9	16.4	19.5	10.4	0.0	0.1	3.5	1.4	9.3	15.1	6.1
1997	10.5	6.9	11.6	10.6	4.5	1.3	0.0	6.9	4.0	8.3	10.5	7.8
1998	17.9	16.5	27.5	1.0	2.8	1.8	0.0	1.5	3.2	4.0	26.0	7.2
1999	16.6	28.1	15.2	8.0	9.3	8.1	5.8	0.4	33.0	5.9	8.6	13.4
2000	10.8	15.4	16.0	8.1	7.5	8.9	1.9	12.1	4.0	2.8	21.9	17.9
2001	11.4	8.9	12.1	25.7	8.4	0.8	3.2	4.6	2.0	4.8	47.5	10.6
2002	13.0	19.4	15.6	28.2	9.7	0.3	4.0	1.2	2.8	28.2	7.8	5.8
2003	14.5	5.2	11.7	14.9	3.0	0.1	0.1	5.4	4.6	12.6	23.1	18.5
2004	14.2	9.2	15.3	8.0	12.3	2.1	3.8	6.1	11.6	6.9	13.5	15.7
2005	6.9	16.6	28.0	2.6	0.9	0.0	0.6	4.5	3.5	11.1	10.6	17.1
2006	28.0	11.3	18.9	8.3	1.9	3.6	1.6	2.0	7.2	18.9	21.7	18.2

2007	8.7	2.4	12.3	7.5	5.3	1.2	3.3	2.9	2.3	25.8	13.7	27.3
2008	7.9	12.5	16.6	15.8	2.7	1.8	0.1	0.7	14.2	11.7	33.1	30.6
2009	19.6	10.0	19.4	10.6	7.3	9.0	4.0	3.4	2.3	16.8	8.5	9.1
2010	4.9	17.4	22.6	6.8	2.4	1.2	3.8	5.0	9.6	12.0	21.8	19.9
2011	13.6	11.6	35.4	8.0	9.5	3.9	0.9	1.5	11.4	20.4	19.3	18.1
2012	16.3	12.3	11.6	16.3	5.7	1.9	4.7	2.5	2.6	16.2	29.6	30.7
2013	7.9	13.8	14.7	13.6	1.9	4.7	5.5	14.1	2.4	13.4	11.1	19.9
2014	15.4	21.9	20.6	24.8	18.2	3.2	1.3	0.3	11.7	23.2	9.3	14.1
2015	20.1	8.3	12.4	31.7	10.5	1.2	2.2	0.7	1.3	10.5	21.0	6.5
2016	11.2	13.0	24.2	3.5	0.1	0.5	0.2	0.6	1.0	9.8	6.2	14.5
2017	15.5	11.5	16.1	10.6	9.4	3.0	4.5	2.0	5.9	13.3	21.9	30.6
2018	14.1	21.4	16.4	18.2	7.2							

Fuente. Senamhi

Figura 51

Precipitación máxima de 24 horas estación Huánuco



Tabla 35

Estación San Rafael

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1993	10.5	9.0	12.0	7.0	2.0	1.0	4.5	4.6				42.6
1994	23.2	31.0	19.2	14.0	5.4	0.8		2.1	11.2	15.9	9.4	31.2
1995	25.6	27.0	19.1	16.0	10.5	13.0	1.5	3.5	18.0	21.0	20.2	31.7
1996	18.0	17.5	21.9	16.2	8.0	6.0	0.9	3.7	19.1	3.5	19.5	15.8
1997	13.0	19.6	14.7	12.2	4.5			8.0	8.7	20.4	13.6	18.2
1998	56.7	30.2	34.5	7.2	4.4	7.8		5.1	6.2	22.8	23.2	24.6
1999	24.9	31.8	21.6	10.4	7.9	9.7	2.4	12.8	14.3	6.6	19.2	19.2

2000	20.5	14.5	23.0	12.8	2.9	14.5	2.6	11.0	12.2	11.1	4.8	22.2
2001	21.5	18.1	18.7	16.0	5.1	5.6	5.0	7.9	10.4	16.2	41.8	26.1
2002	10.2	18.9	20.2	9.6	11.4	2.7	17.6	0.7	7.0	29.9	12.0	25.0
2003	7.5	10.5	24.3	52.2	2.9	7.2		15.1	9.4	6.7	27.3	18.6
2004	29.6	16.3	20.2	12.7	15.0	8.0	3.3	5.2	19.4	22.8	26.0	
2005	10.9	27.9	26.6		1.3		1.9	7.7	7.6	8.3	15.6	12.3
2006	13.9	13.7	12.7	9.0	0.6	5.3	5.6	5.8	16.3	16.5	28.8	15.7
2007	22.5	11.1	25.8	6.8	6.8	0.7	31.9	3.5	12.0	17.1	12.0	22.6
2008	17.0	28.2	8.6	6.1	6.3	6.1	1.2	1.8	42.1	15.3	24.5	17.6
2009	16.1	17.6	25.5	14.7	14.7	3.6	7.1	4.9	9.3	12.7	16.3	22.9
2010	25.1	19.8	20.9	20.8	17.5	4.4	7.7	5.4	3.9	11.8	9.0	23.0
2011	16.4	18.2	10.4	21.8	14.4	0.8	1.4	4.5	10.3	20.1	12.2	16.1
2012	13.2	19.5	15.3	24.3	5.0	6.1	1.7	6.4	1.9	14.8	21.3	33.5
2013	15.6	24.8	15.9	12.2	4.7	9.9	S/D	S/D	9.1	24.6	27.0	41.1
2014	18.5	16.9	25.7	12.4	8.9	2.7	0.0	3.4	21.3	3.5	9.2	11.2
2015	13.4	9.7	16.4	12.1	13.6	0.6	6.9	3.2	4.9	10.9	13.6	15.6
2016			16.9	21.5	9.1	1.0	1.9	1.2	5.7	13.8	11.6	19.6
2017	18.6	20.4	21.2	7.2	13.3	0.8	13.7	6.9	13.3	13.7	19.3	28.6
2018	20.6	22.9	30.4	23.2	9.9							

Fuente. Senamhi

Figura 52

Histograma de PM 24 horas estación San Rafael

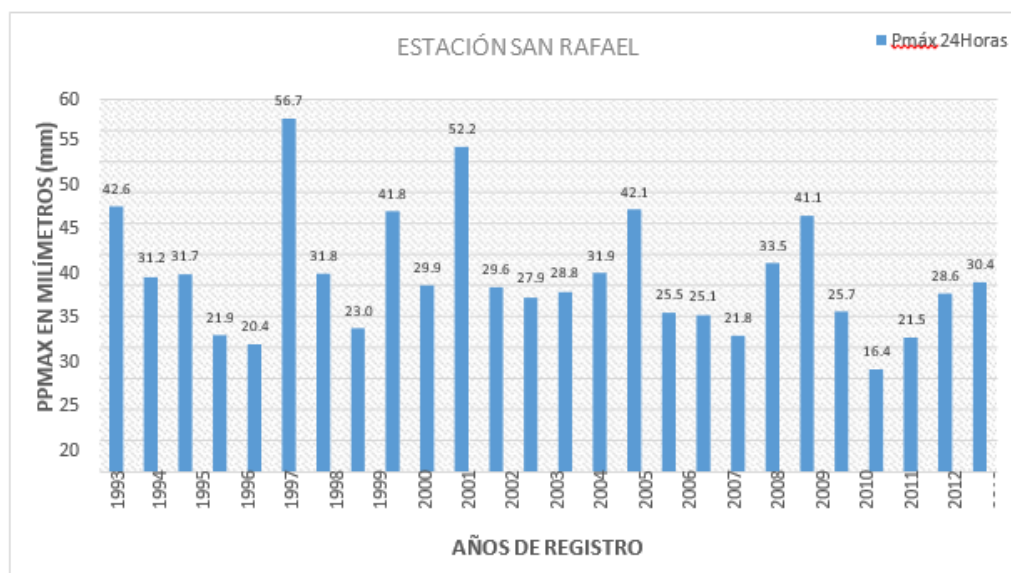


Tabla 36

Estación Yanahuanca

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1998	19.4	37.7	18.8	20.0	5.4	7.2	0.0	0.3	7.0	15.0	10.8	14.5
1999	14.0	23.0	32.0	13.0	5.7	4.2	4.5	11.0	14.0	15.0	15.0	30.0
2000	18.0	13.8	18.6	10.0	4.3	4.0	4.6	0.0	3.0	7.0	14.0	19.2
2001	15.7	11.2	16.0	18.2	10.0	6.6	13.0	12.5	5.7	9.4	20.0	28.3
2002	10.1	15.2	14.2	18.2	9.7	2.1	10.6	7.3	14.5	14.7	15.9	18.0
2003	17.3	23.2	19.2	14.6	18.8	4.4	0.0	7.5	7.5	16.3	54.8	22.9
2004	6.9	22.1	10.6	7.3	17.0	11.1	7.6	6.5	23.4	20.9	20.0	22.7
2005	15.4	15.7	12.7	10.3	24.8	0.0	7.0	5.0	15.1	22.5	30.7	12.4
2006	16.8	14.0	16.8	18.7	6.6	3.9	0.5	4.9	11.2	17.1	15.4	22.5
2007	17.8	10.2	19.0	12.5	9.3	0.7	23.3	8.0	5.0	35.3	21.5	15.6
2008	12.0	23.3	12.7	14.5	9.0	7.5	0.0	3.8	13.2	15.9	15.1	13.7
2009	20.0	17.6	27.0	31.5	13.4	2.3	15.7	8.3	6.0	15.0	30.0	18.0
2010	21.1	20.0	12.9	9.9	2.8	5.8	0.0	9.7	5.2	12.0	31.3	25.5
2011	21.2	21.8	25.5	21.5	3.2	0.0	5.1	2.2	4.0	11.0	17.1	28.0
2012	13.7	17.2	11.9	17.1	4.2	15.8	5.8	2.2	18.2	13.0	23.4	33.0
2013	17.8	19.2	19.0	10.3	4.7	4.1	4.1	7.1	4.1	13.0	15.2	12.0
2014	17.8	17.9	17.8	10.6	10.1	5.9	7.8	4.3	63.1	12.0	15.8	20.7
2015	23.6	19.4	27.0	20.4	19.6	4.1	0.0	15.4	9.1	32.0	16.1	26.3
2016	22.2	12.0	13.4	10.7	2.8	4.2	10.2	7.8	10.5	12.1	7.1	19.2
2017	23.3	17.2	30.0	16.1	10.8	6.8	6.1	5.6	22.7	11.8	15.4	20.0
2018	27.7	29.0	22.6	32.6	12.7	11.3	4.8	S/D	S/D	S/D	14.5	14.5

Fuente. Senamhi

Figura 53

Precipitación máxima de 24 horas estación Yanahuanca



Análisis de Consistencia de la información. Una metodología muy completa y acertada para realizar el análisis de consistencia es la que propone Aliaga S y Piérola N. (1978) a través de la identificación, estimación y eliminación de saltos y tendencias tanto en la media como en la desviación estándar.

El análisis de consistencia se realizará en las componentes deterministas transitorias de la serie, que son: Los saltos y las tendencias: En cada uno de ellos se analizará la consistencia en la media y la desviación estándar.

Análisis de saltos. Los saltos son formas determinísticas que permiten a una serie estadística periódica pasar desde un estado a otro, como respuesta a cambios hechos por el hombre, debido al continuo desarrollo y explotación de recursos hídricos en la cuenda o cambios continuos que en la naturaleza pueden ocurrir. Los saltos se presentan tanto en la media como la desviación en la desviación estándar.

El análisis de saltos se realizará desde tres puntos de vista: Análisis Gráfico.

Análisis de Doble Masa Análisis Estadístico (T y F).

Análisis visual. Consisten en analizar visualmente la información original, para lo cual esta se grafica en coordenadas aritméticas, cuyos ejes representan en las ordenadas el valor de la información, en este caso la precipitación, y en las abscisas el tiempo, en este caso a nivel mensual. De la apreciación de estos gráficos se deduce si la información es aceptable o dudosa, considerándose dudosa información sin valor para el estudio.

Para indicar en este primer análisis si los periodos son dudosos o buenos, se procede de la siguiente manera:

Cuando se tiene estaciones vecinas, se compara los gráficos y se ve cual periodo varía notoriamente uno con respecto al otro.

Cuando se tiene una sola estación, esta se divide en varios periodos y se compara con la información de campo obtenida. Así, por ejemplo, si se tiene que una estación después de un cierto tiempo es trasladado a otro lugar, es muy probable que la información obtenida presente un salto entre los datos registrados.

Cuando se tiene datos de precipitación y de escorrentía (pluviométricos e hidrométricos) se comparan los diagramas, los cuales deben ser similares en su comportamiento.

Se debe mantener en lo posible el periodo más largo y más reciente como confiable, quedando a criterio del especialista hidrólogo.

El análisis visual nos brinda una primera aproximación de la bondad de la información para poder separar los periodos dudosos para su posterior análisis de doble masa y estadístico.

➤ **Análisis de Outliers o saltos para precipitación máxima en 24 horas**

Análisis de datos dudosos – estación Cerro de Pasco. Se realiza análisis y evaluación cualitativa de la serie de datos, el mismo nos permitirá depurar los datos atípicos que existan en la serie. A continuación, se presenta el análisis.

a) Primer análisis gráfico y estadístico de datos dudosos

Tabla 37

Análisis de registro histórico estación Cerro de Pasco

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Max	Log
1997									8.4	24.3	22.6	15.1	24.30	1.39
1998	14.8	21.6	24.1	18.5	5.2	5.5		1.5	5.7	14.7	16.8	13.4	24.10	1.38
1999	29.0	30.5	15.2	29.8	9.9	4.8	5.3	2.6	14.0	13.1	15.0	16.8	30.50	1.48
2000	22.6	18.1	20.4	8.7	14.7	2.8	3.6	8.2	6.7	13.4	12.9	22.2	22.60	1.35
2001	22.5	18.9	26.4	24.0	11.9	1.7	11.2	8.8	7.9	14.1	15.6	27.5	27.50	1.44
2002	10.3	27.0	30.3	11.7	11.0	3.1	12.7	3.5	21.1	25.0	11.1	19.6	30.30	1.48
2003	14.0	22.1	18.8	11.6	7.4	7.0	3.6	7.0	25.5	6.0	12.0	15.8	25.50	1.41
2004	23.3	29.7	11.1	14.0	6.0	4.1	9.6	7.6	22.3	28.7	27.4	24.5	29.70	1.47

2005	12.0	19.6	41.0	16.7	2.9	2.8	3.0	4.0	7.7	11.3	25.6	10.0	41.00	1.61
2006	16.3	18.5	24.5	22.0	3.9	17.0	2.7	4.5	25.6	21.3	27.3	24.6	27.30	1.44
2007	15.5	19.0	19.0	19.2	26.2		7.0	4.4	19.5	14.6	27.0	21.9	27.00	1.43
2008	20.2	19.3	8.7	12.5	4.4	7.3	3.2	10.4	12.6	13.5	36.4	21.0	36.40	1.56
2009	15.8	15.8	30.2	11.4	12.0	12.0	6.7	14.0	4.6	12.0	33.9	28.2	33.90	1.53
2010	28.1	17.7	22.0	18.1	20.2	2.0	4.4		7.5	24.0	15.7	31.8	31.80	1.50
2011	20.3	16.6	20.8	18.1	12.0		7.3	9.0	14.0	15.6	21.0	24.0	24.00	1.38
2012	25.5	22.0	16.3	19.0	10.4	6.5	3.5	5.2	25.0	25.0	18.3	19.7	25.50	1.41
2013	28.1	14.8	18.4	13.6	8.9	7.7	8.0	12.1	15.0	20.0	11.1	13.5	28.10	1.45
2014	23.2	20.4	21.8	21.0	7.3	10.0	7.0	2.3	20.6	12.8	20.7	24.0	24.00	1.38
2015	14.0	12.0	22.6	17.7	14.0	9.0	11.5	5.4	12.5	17.5	35.1	17.9	35.10	1.55
2016	18.0	26.4	19.0	12.4	8.2	7.1	3.7	11.5	12.0				26.40	1.42
2017	18.6	25.0	15.0	15.7	14.2	2.0	6.5	4.0	12.3	15.5	17.0	17.6	25.00	1.40
2018	15.2	11.5	21.0										21.00	1.32

Del análisis gráfico se visualizar que la serie no presenta datos atípicos, para mayor veracidad se realizara el análisis de outliers para determinar su confiabilidad.

Tabla 38

Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación

AÑO	Pmfix 24Horas	Log (Pmax24)
1997	24.3	1.4
1998	24.1	1.4
1999	30.5	1.5
2000	22.6	1.4
2001	27.5	1.4
2002	30.3	1.5
2003	25.5	1.4
2004	29.7	1.5
2005	41.0	1.6
2006	27.3	1.4
2007	27.0	1.4
2008	36.4	1.6
2009	33.9	1.5
2010	31.8	1.5
2011	24.0	1.4
2012	25.5	1.4
2013	28.1	1.4
2014	24.0	1.4
2015	35.1	1.5
2016	26.4	1.4

2017	25.0	1.4
2018	21.0	1.3

Tabla 39

Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación Cerro de Pasco

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	Pm fix 24Horas	Log (Pmax24)
NÚMERO DE DATOS	22.0	22.0
SUMATORIA	621.0	31.8
VALOR MÁXIMO	41.0	1.6
VALOR MÍNIMO	21.0	1.3
MEDIA	28.2	1.4
VARIANZA	24.6	0.0
DESVIACIÓN ESTÁNDAR	5.0	0.1
COEFICIENTE DE VARIACIÓN	0.2	0.1
COEFICIENTE DE SESGO	1.0	0.6

Tabla 40

Valor máximo y mínimo admisible estación Cerro de Pasco

UMBRAL DE DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA		
$x_H = \bar{x} + k_n \cdot s$	Xh=	1.62
Precipitación Máxima Aceptada:		
$P_H = 10^{x_H}$	PH=	41.82 mm
NO EXISTEN DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA		
UMBRAL DE DATOS DUDOSOS BAJOS EN LA MUESTRA		
$x_L = \bar{x} - k_n \cdot s$	XI=	1.27
Precipitación Mínima Aceptada:		
$P_L = 10^{x_L}$	PL=	18.53 mm
NO EXISTEN DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA		

Podemos determinar que tenemos 21.0 mm como valor mínimo y 41.0 mm como valor máximo, podemos apreciar que los valores de precipitaciones máximas en 24 horas se encuentran dentro del rango 18.53 mm al 41.82 mm; por lo tanto, se puede determinar que la serie NO presenta datos dudosos.

Análisis de datos dudosos – estación Huánuco. Se realiza análisis y evaluación cualitativa de la serie de datos, el mismo nos permitirá depurar los datos atípicos que existan en la serie. A continuación, se presenta el análisis.

➤ **Primer análisis gráfico y estadístico de datos dudosos**

Tabla 41

Análisis de registro histórico estación Huánuco

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1986	7.1	17.3	20.5	2.0	10.0	16.9	2.1	7.6	2.3	5.2	8.1	19.8
1987	5.0	11.7	18.6	12.5	4.2	3.7	5.7	2.4	4.6	5.3	15.8	6.7
1988	14.0	20.1	8.7	18.6	4.2	0.0	4.2	1.9	8.9	3.6	10.7	11.6
1989	15.7	9.4	14.3	6.5	6.3	4.1	0.0	1.4	5.7	20.6	11.1	27.4
1990	11.5	6.1	15.1	20.1	18.6	4.7	1.3	2.4	2.5	18.3	24.8	13.0
1991	4.7	15.0	28.8	10.3	2.0	5.4	3.0	0.0	4.0	15.4	15.0	20.4
1992	9.8	30.6	15.6	6.4	0.0	3.6	2.0	25.0	2.0	38.4	30.7	9.8
1993	12.5	18.0	13.7	13.5	5.5	4.7	3.4	3.7	6.0	7.6	14.2	12.0
1994	0.0	9.7	11.5	24.0	15.0	0.0	0.0	0.0	11.8	19.0	6.7	21.3
1995	8.7	11.7	17.5	9.5	1.8	0.9	1.2	0.4	3.6	9.5	13.9	12.8
1996	13.5	10.9	16.4	19.5	10.4	0.0	0.1	3.5	1.4	9.3	15.1	6.1
1997	10.5	6.9	11.6	10.6	4.5	1.3	0.0	6.9	4.0	8.3	10.5	7.8
1998	17.9	16.5	27.5	1.0	2.8	1.8	0.0	1.5	3.2	4.0	26.0	7.2
1999	16.6	28.1	15.2	8.0	9.3	8.1	5.8	0.4	33.0	5.9	8.6	13.4
2000	10.8	15.4	16.0	8.1	7.5	8.9	1.9	12.1	4.0	2.8	21.9	17.9
2001	11.4	8.9	12.1	25.7	8.4	0.8	3.2	4.6	2.0	4.8	47.5	10.6
2002	13.0	19.4	15.6	28.2	9.7	0.3	4.0	1.2	2.8	28.2	7.8	5.8
2003	14.5	5.2	11.7	14.9	3.0	0.1	0.1	5.4	4.6	12.6	23.1	18.5
2004	14.2	9.2	15.3	8.0	12.3	2.1	3.8	6.1	11.6	6.9	13.5	15.7
2005	6.9	16.6	28.0	2.6	0.9	0.0	0.6	4.5	3.5	11.1	10.6	17.1
2006	28.0	11.3	18.9	8.3	1.9	3.6	1.6	2.0	7.2	18.9	21.7	18.2
2007	8.7	2.4	12.3	7.5	5.3	1.2	3.3	2.9	2.3	25.8	13.7	27.3
2008	7.9	12.5	16.6	15.8	2.7	1.8	0.1	0.7	14.2	11.7	33.1	30.6
2009	19.6	10.0	19.4	10.6	7.3	9.0	4.0	3.4	2.3	16.8	8.5	9.1
2010	4.9	17.4	22.6	6.8	2.4	1.2	3.8	5.0	9.6	12.0	21.8	19.9
2011	13.6	11.6	35.4	8.0	9.5	3.9	0.9	1.5	11.4	20.4	19.3	18.1
2012	16.3	12.3	11.6	16.3	5.7	1.9	4.7	2.5	2.6	16.2	29.6	30.7
2013	7.9	13.8	14.7	13.6	1.9	4.7	5.5	14.1	2.4	13.4	11.1	19.9
2014	15.4	21.9	20.6	24.8	18.2	3.2	1.3	0.3	11.7	23.2	9.3	14.1
2015	20.1	8.3	12.4	31.7	10.5	1.2	2.2	0.7	1.3	10.5	21.0	6.5

2016	11.2	13.0	24.2	3.5	0.1	0.5	0.2	0.6	1.0	9.8	6.2	14.5
2017	15.5	11.5	16.1	10.6	9.4	3.0	4.5	2.0	5.9	13.3	21.9	30.6
2018	14.1	21.4	16.4	18.2	7.2							

Del análisis gráfico se visualiza que la serie presenta un dato atípico, esto ocurre debido a que las precipitaciones máximas en su mayoría no se ajustan a una distribución homogénea, por lo tanto, se realizará el análisis de outliers para determinar su confiabilidad.

Tabla 42

Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación Huánuco

AÑO	Pmfix 24Horas	Log (Pmax24)
1986	20.5	1.3
1987	18.6	1.3
1988	20.1	1.3
1989	27.4	1.4
1990	24.8	1.4
1991	28.8	1.5
1992	38.4	1.6
1993	18.0	1.3
1994	24.0	1.4
1995	17.5	1.2
1996	19.5	1.3
1997	11.6	1.1
1998	27.5	1.4
1999	33.0	1.5
2000	21.9	1.3
2001	47.5	1.7
2002	28.2	1.5
2003	23.1	1.4
2004	15.7	1.2
2005	28.0	1.4
2006	28.0	1.4
2007	27.3	1.4
2008	33.1	1.5
2009	19.6	1.3
2010	22.6	1.4
2011	35.4	1.5
2012	30.7	1.5

2013	19.9	1.3
2014	24.8	1.4
2015	31.7	1.5
2016	24.2	1.4
2017	30.6	1.5
2018	21.4	1.3

Tabla 43

Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación Huánuco

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	Pmfi x 24Hor as	Log (Pmax 24)
NÚMERO DE DATOS	31.0	31.0
SUMATORIA	850.7	43.9
VALOR MÁXIMO	65.4	1.8
VALOR MÍNIMO	15.0	1.2
MEDIA	27.4	1.4
VARIANZA	98.2	0.0
DESVIACIÓN ESTÁNDAR	9.9	0.1
COEFICIENTE DE VARIACIÓN	0.4	0.1
COEFICIENTE DE SESGO	2.2	1.0

Tabla 44

Valor máximo y mínimo admisible estación Huánuco

UMBRAL DE DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			
$x_H = \bar{x} + k_n \cdot s$	Xh=	1.71	
Precipitación Máxima Aceptada:			
$P_H = 10^{x_H}$	PH=	51.24	mm
NO EXISTEN DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			
UMBRAL DE DATOS DUDOSOS BAJOS EN LA MUESTRA			
$x_L = \bar{x} - k_n \cdot s$	Xl=	1.07	
Precipitación Mínima Aceptada:			
$P_L = 10^{x_L}$	PL=	11.82	mm
EXISTEN DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			

Podemos determinar que tenemos 11.6 mm como valor mínimo y 47.5 mm como valor máximo, podemos apreciar que los valores de precipitaciones máximas en 24 horas se encuentran fuera del rango 11.82 mm al 51.24 mm; por lo tanto, se puede determinar que la serie SI presenta datos dudosos.

De acuerdo a la metodología vamos a proceder a eliminar los datos atípicos y realizar un nuevo análisis estadístico.

➤ Segundo análisis gráfico y estadístico de datos dudosos

Tabla 45

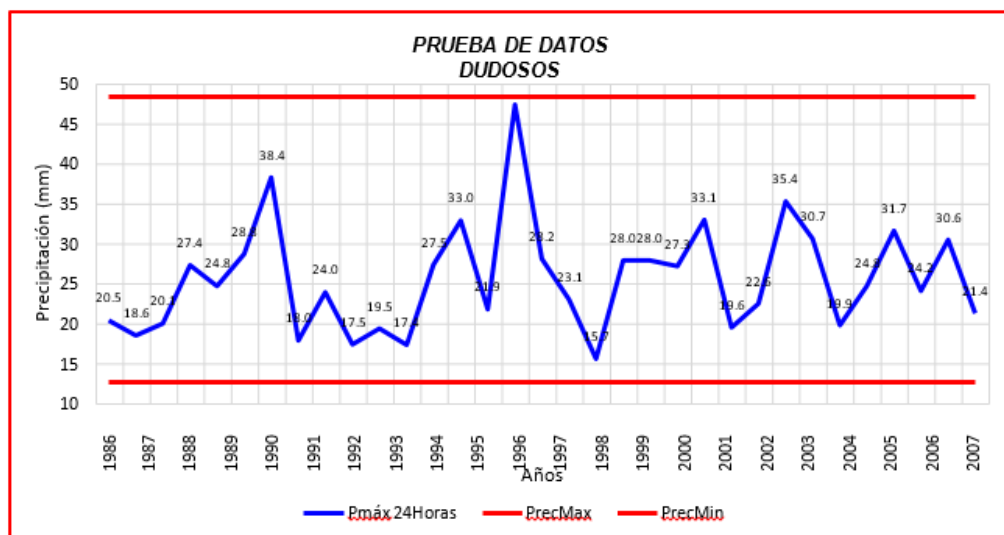
Análisis de registro histórico corregido estación Huánuco

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Max	Log
1986	7.1	17.3	20.5	2.0	10.0	16.9	2.1	7.6	2.3	5.2	8.1	19.8	20.5 0	1.31
1987	5.0	11.7	18.6	12.5	4.2	3.7	5.7	2.4	4.6	5.3	15.8	6.7	18.6 0	1.27
1988	14.0	20.1	8.7	18.6	4.2	0.0	4.2	1.9	8.9	3.6	10.7	11.6	20.1 0	1.30
1989	15.7	9.4	14.3	6.5	6.3	4.1	0.0	1.4	5.7	20.6	11.1	27.4	27.4 0	1.44
1990	11.5	6.1	15.1	20.1	18.6	4.7	1.3	2.4	2.5	18.3	24.8	13.0	24.8 0	1.39
1991	4.7	15.0	28.8	10.3	2.0	5.4	3.0	0.0	4.0	15.4	15.0	20.4	28.8 0	1.46
1992	9.8	30.6	15.6	6.4	0.0	3.6	2.0	25.0	2.0	38.4	30.7	9.8	38.4 0	1.58
1993	12.5	18.0	13.7	13.5	5.5	4.7	3.4	3.7	6.0	7.6	14.2	12.0	18.0 0	1.26
1994	0.0	9.7	11.5	24.0	15.0	0.0	0.0	0.0	11.8	19.0	6.7	21.3	24.0 0	1.38
1995	8.7	11.7	17.5	9.5	1.8	0.9	1.2	0.4	3.6	9.5	13.9	12.8	17.5 0	1.24
1996	13.5	10.9	16.4	19.5	10.4	0.0	0.1	3.5	1.4	9.3	15.1	6.1	19.5	1.29
1997	10.5	6.9	17.4	10.6	4.5	1.3	0.0	6.9	4.0	8.3	10.5	7.8	17.4	1.24
1998	17.9	16.5	27.5	1.0	2.8	1.8	0.0	1.5	3.2	4.0	26.0	7.2	27.5	1.44
1999	16.6	28.1	15.2	8.0	9.3	8.1	5.8	0.4	33.0	5.9	8.6	13.4	33.0	1.52
2000	10.8	15.4	16.0	8.1	7.5	8.9	1.9	12.1	4.0	2.8	21.9	17.9	21.9	1.34
2001	11.4	8.9	12.1	25.7	8.4	0.8	3.2	4.6	2.0	4.8	47.5	10.6	47.5	1.68
2002	13.0	19.4	15.6	28.2	9.7	0.3	4.0	1.2	2.8	28.2	7.8	5.8	28.2	1.45

2003	14.5	5.2	11.7	14.9	3.0	0.1	0.1	5.4	4.6	12.6	23.1	18.5	23.1	101.36
2004	14.2	9.2	15.3	8.0	12.3	2.1	3.8	6.1	11.6	6.9	13.5	15.7	15.7	101.20
2005	6.9	16.6	28.0	2.6	0.9	0.0	0.6	4.5	3.5	11.1	10.6	17.1	28.0	101.45
2006	28.0	11.3	18.9	8.3	1.9	3.6	1.6	2.0	7.2	18.9	21.7	18.2	28.0	101.45
2007	8.7	2.4	12.3	7.5	5.3	1.2	3.3	2.9	2.3	25.8	13.7	27.3	27.3	101.44
2008	7.9	12.5	16.6	15.8	2.7	1.8	0.1	0.7	14.2	11.7	33.1	30.6	33.1	101.52
2009	19.6	10.0	19.4	10.6	7.3	9.0	4.0	3.4	2.3	16.8	8.5	9.1	19.6	101.29
2010	4.9	17.4	22.6	6.8	2.4	1.2	3.8	5.0	9.6	12.0	21.8	19.9	22.6	101.35
2011	13.6	11.6	35.4	8.0	9.5	3.9	0.9	1.5	11.4	20.4	19.3	18.1	35.4	101.55
2012	16.3	12.3	11.6	16.3	5.7	1.9	4.7	2.5	2.6	16.2	29.6	30.7	30.7	101.49
2013	7.9	13.8	14.7	13.6	1.9	4.7	5.5	14.1	2.4	13.4	11.1	19.9	19.9	101.30
2014	15.4	21.9	20.6	24.8	18.2	3.2	1.3	0.3	11.7	23.2	9.3	14.1	24.8	101.39
2015	20.1	8.3	12.4	31.7	10.5	1.2	2.2	0.7	1.3	10.5	21.0	6.5	31.7	101.50
2016	11.2	13.0	24.2	3.5	0.1	0.5	0.2	0.6	1.0	9.8	6.2	14.5	24.2	101.38
2017	15.5	11.5	16.1	10.6	9.4	3.0	4.5	2.0	5.9	13.3	21.9	30.6	30.6	101.49
2018	14.1	21.4	16.4	18.2	7.2								21.4	101.33

Figura 54

Histograma de precipitación máxima en 24 horas estación Huánuco



Del análisis gráfico se visualizar que la serie **no presenta datos atípicos**, para mayor veracidad se realizara el análisis de outliers para determinar su confiabilidad.

Tabla 46

Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación Huánuco

AÑO	Pmfix 24Horas	Log (Pmax24)
1986	20.5	1.3
1987	18.6	1.3
1988	20.1	1.3
1989	27.4	1.4
1990	24.8	1.4
1991	28.8	1.5
1992	38.4	1.6
1993	18.0	1.3
1994	24.0	1.4
1995	17.5	1.2
1996	19.5	1.3
1997	17.4	1.2
1998	27.5	1.4
1999	33.0	1.5
2000	21.9	1.3
2001	47.5	1.7
2002	28.2	1.5
2003	23.1	1.4
2004	15.7	1.2
2005	28.0	1.4
2006	28.0	1.4
2007	27.3	1.4
2008	33.1	1.5
2009	19.6	1.3
2010	22.6	1.4
2011	35.4	1.5
2012	30.7	1.5
2013	19.9	1.3
2014	24.8	1.4
2015	31.7	1.5
2016	24.2	1.4
2017	30.6	1.5
2018	21.4	1.3

Tabla 47

Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación Huánuco

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	Pmtix 24Hora S	Log (Pmax24)
NÚMERO DE DATOS	33.0	33.0
SUMATORIA	849.2	46.1
VALOR MÁXIMO	47.5	1.7
VALOR MÍNIMO	15.7	1.2
MEDIA	25.7	1.4
VARIANZA	47.8	0.0
DESVIACIÓN ESTÁNDAR	6.9	0.1
COEFICIENTE DE VARIACIÓN	0.3	0.1
COEFICIENTE DE SESGO	1.0	0.3

Tabla 48

Valor máximo y mínimo admisible estación Huánuco

UMBRAL DE DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			
$x_H = \bar{x} + k_n \cdot s$	Xh=	1.69	
Precipitación Máxima Aceptada:			
$P_H = 10^{x_H}$	PH=	48.45	mm
NO EXISTEN DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			
UMBRAL DE DATOS DUDOSOS BAJOS EN LA MUESTRA			
$x_L = \bar{x} - k_n \cdot s$	XI=	1.11	
Precipitación Mínima Aceptada:			
$P_L = 10^{x_L}$	PL=	12.81	mm
NO EXISTEN DATOS DUDOSOS BAJOS EN LA MUESTRA			

Podemos determinar que tenemos 15.7 mm como valor mínimo y 47.5 mm como valor máximo, podemos apreciar que los valores de precipitaciones máximas en 24 horas se encuentran dentro del rango 12.81 mm al 48.45 mm; por lo tanto, se puede determinar que la serie NO presenta datos dudosos.

Análisis de datos dudosos – estación San Rafael. Se realiza análisis y evaluación cualitativa de la serie de datos, el mismo nos

permitirá depurar los datos atípicos que existan en la serie. A continuación, se presenta el análisis.

a) Primer análisis gráfico y estadístico de datos dudosos

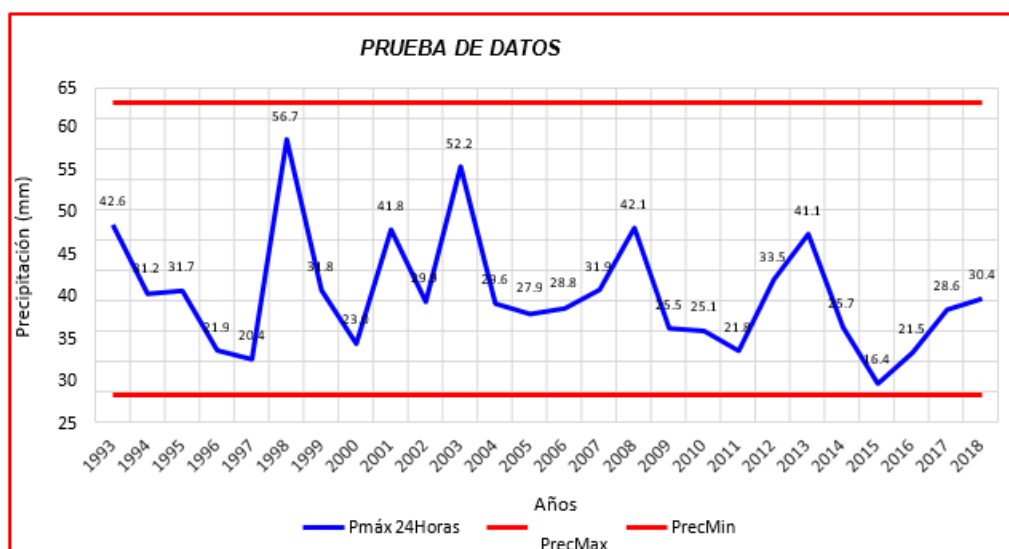
Tabla 49

Análisis de registro histórico estación San Rafael

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1993	10.5	9.0	12.0	7.0	2.0	1.0	4.5	4.6				42.6
1994	23.2	31.0	19.2	14.0	5.4	0.8		2.1	11.2	15.9	9.4	31.2
1995	25.6	27.0	19.1	16.0	10.5	13.0	1.5	3.5	18.0	21.0	20.2	31.7
1996	18.0	17.5	21.9	16.2	8.0	6.0	0.9	3.7	19.1	3.5	19.5	15.8
1997	13.0	19.6	14.7	12.2	4.5			8.0	8.7	20.4	13.6	18.2
1998	56.7	30.2	34.5	7.2	4.4	7.8		5.1	6.2	22.8	23.2	24.6
1999	24.9	31.8	21.6	10.4	7.9	9.7	2.4	12.8	14.3	6.6	19.2	19.2
2000	20.5	14.5	23.0	12.8	2.9	14.5	2.6	11.0	12.2	11.1	4.8	22.2
2001	21.5	18.1	18.7	16.0	5.1	5.6	5.0	7.9	10.4	16.2	41.8	26.1
2002	10.2	18.9	20.2	9.6	11.4	2.7	17.6	0.7	7.0	29.9	12.0	25.0
2003	7.5	10.5	24.3	52.2	2.9	7.2		15.1	9.4	6.7	27.3	18.6
2004	29.6	16.3	20.2	12.7	15.0	8.0	3.3	5.2	19.4	22.8	26.0	
2005	10.9	27.9	26.6		1.3		1.9	7.7	7.6	8.3	15.6	12.3
2006	13.9	13.7	12.7	9.0	0.6	5.3	5.6	5.8	16.3	16.5	28.8	15.7
2007	22.5	11.1	25.8	6.8	6.8	0.7	31.9	3.5	12.0	17.1	12.0	22.6
2008	17.0	28.2	8.6	6.1	6.3	6.1	1.2	1.8	42.1	15.3	24.5	17.6
2009	16.1	17.6	25.5	14.7	14.7	3.6	7.1	4.9	9.3	12.7	16.3	22.9
2010	25.1	19.8	20.9	20.8	17.5	4.4	7.7	5.4	3.9	11.8	9.0	23.0
2011	16.4	18.2	10.4	21.8	14.4	0.8	1.4	4.5	10.3	20.1	12.2	16.1
2012	13.2	19.5	15.3	24.3	5.0	6.1	1.7	6.4	1.9	14.8	21.3	33.5
2013	15.6	24.8	15.9	12.2	4.7	9.9	S/D	S/D	9.1	24.6	27.0	41.1
2014	18.5	16.9	25.7	12.4	8.9	2.7	0.0	3.4	21.3	3.5	9.2	11.2
2015	13.4	9.7	16.4	12.1	13.6	0.6	6.9	3.2	4.9	10.9	13.6	15.6
2016			16.9	21.5	9.1	1.0	1.9	1.2	5.7	13.8	11.6	19.6
2017	18.6	20.4	21.2	7.2	13.3	0.8	13.7	6.9	13.3	13.7	19.3	28.6
2018	20.6	22.9	30.4	23.2	9.9							

Figura 55

Histograma de precipitación máxima en 24 horas estación San Rafael



Del análisis gráfico se visualizar que la serie no presenta datos atípicos, para mayor veracidad se realizara el análisis de outliers para determinar su confiabilidad.

Tabla 50

Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación San Rafael

AÑO	Pmfix 24Horas	Log (Pmax24)
1993	42.6	1.6
1994	31.2	1.5
1995	31.7	1.5
1996	21.9	1.3
1997	20.4	1.3
1998	56.7	1.8
1999	31.8	1.5
2000	23.0	1.4
2001	41.8	1.6
2002	29.9	1.5
2003	52.2	1.7
2004	29.6	1.5
2005	27.9	1.4
2006	28.8	1.5
2007	31.9	1.5
2008	42.1	1.6
2009	25.5	1.4

2010	25.1	1.4
2011	21.8	1.3
2012	33.5	1.5
2013	41.1	1.6
2014	25.7	1.4
2015	16.4	1.2
2016	21.5	1.3
2017	28.6	1.5
2018	30.4	1.5

Tabla 51

Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación San Rafael

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	Pmfix	Log 24Horas (Pmax24)
NÚMERO DE DATOS	26.0	26.0
SUMATORIA	813.1	38.4
VALOR MÁXIMO	56.7	1.8
VALOR MÍNIMO	16.4	1.2
MEDIA	31.3	1.5
VARIANZA	94.3	0.0
DESVIACIÓN ESTÁNDAR	9.7	0.1
COEFICIENTE DE VARIACIÓN	0.3	0.1
COEFICIENTE DE SESGO	1.0	0.3

Tabla 52

Valor máximo y mínimo admisible estación San Rafael

UMBRAL DE DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			
$x_H = \bar{x} + k_n \cdot s$	Xh=	1.69	
Precipitación Máxima Aceptada:			
$P_H = 10^{x_H}$	PH=	48.45	mm
NO EXISTEN DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			
UMBRAL DE DATOS DUDOSOS BAJOS EN LA MUESTRA			
$x_L = \bar{x} - k_n \cdot s$	Xl=	1.11	
Precipitación Mínima Aceptada:			
$P_L = 10^{x_L}$	PL=	12.81	mm
NO EXISTEN DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			

Podemos determinar que tenemos 16.4 mm como valor mínimo y 56.7 mm como valor máximo, podemos apreciar que los valores de precipitaciones máximas en 24 horas se encuentran dentro del rango 14.34 mm al 62.63 mm; por lo tanto, se puede determinar que la serie NO presenta datos dudosos.

Análisis de datos dudosos – estación Yanahuanca Se realiza análisis y evaluación cualitativa de la serie de datos, el mismo nos permitirá depurar los datos atípicos que existan en la serie. A continuación, se presenta el análisis.

Primer análisis gráfico y estadístico de datos dudosos

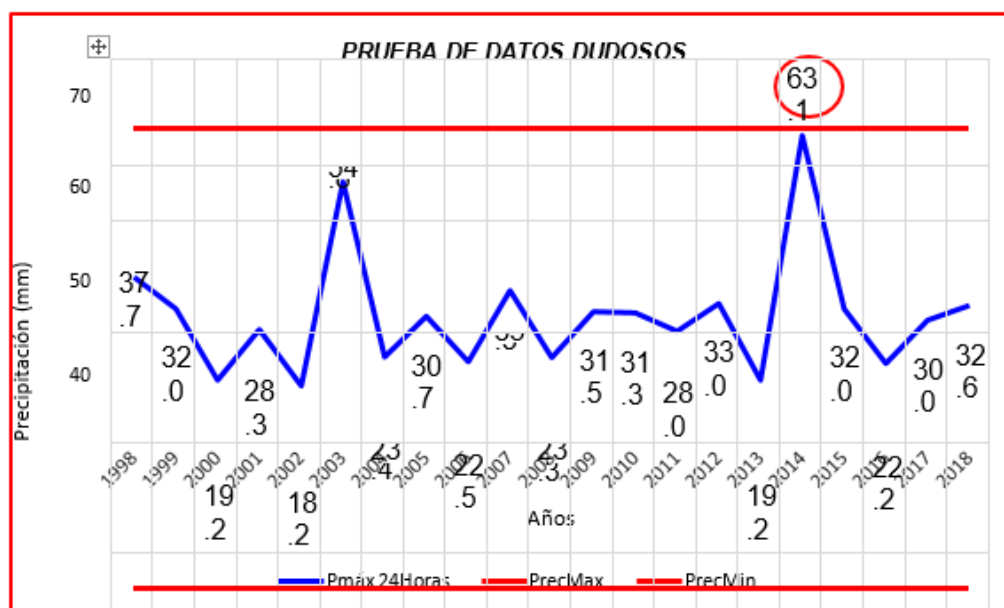
Tabla 53

Análisis de registro histórico estación Yanahuanca

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1998	19.4	37.7	18.8	20.0	5.4	7.2	0.0	0.3	7.0	15.0	10.8	14.5
1999	14.0	23.0	32.0	13.0	5.7	4.2	4.5	11.0	14.0	15.0	15.0	30.0
2000	18.0	13.8	18.6	10.0	4.3	4.0	4.6	0.0	3.0	7.0	14.0	19.2
2001	15.7	11.2	16.0	18.2	10.0	6.6	13.0	12.5	5.7	9.4	20.0	28.3
2002	10.1	15.2	14.2	18.2	9.7	2.1	10.6	7.3	14.5	14.7	15.9	18.0
2003	17.3	23.2	19.2	14.6	18.8	4.4	0.0	7.5	7.5	16.3	54.8	22.9
2004	6.9	22.1	10.6	7.3	17.0	11.1	7.6	6.5	23.4	20.9	20.0	22.7
2005	15.4	15.7	12.7	10.3	24.8	0.0	7.0	5.0	15.1	22.5	30.7	12.4
2006	16.8	14.0	16.8	18.7	6.6	3.9	0.5	4.9	11.2	17.1	15.4	22.5
2007	17.8	10.2	19.0	12.5	9.3	0.7	23.3	8.0	5.0	35.3	21.5	15.6
2008	12.0	23.3	12.7	14.5	9.0	7.5	0.0	3.8	13.2	15.9	15.1	13.7
2009	20.0	17.6	27.0	31.5	13.4	2.3	15.7	8.3	6.0	15.0	30.0	18.0
2010	21.1	20.0	12.9	9.9	2.8	5.8	0.0	9.7	5.2	12.0	31.3	25.5
2011	21.2	21.8	25.5	21.5	3.2	0.0	5.1	2.2	4.0	11.0	17.1	28.0
2012	13.7	17.2	11.9	17.1	4.2	15.8	5.8	2.2	18.2	13.0	23.4	33.0
2013	17.8	19.2	19.0	10.3	4.7	4.1	4.1	7.1	4.1	13.0	15.2	12.0
2014	17.8	17.9	17.8	10.6	10.1	5.9	7.8	4.3	63.1	12.0	15.8	20.7
2015	23.6	19.4	27.0	20.4	19.6	4.1	0.0	15.4	9.1	32.0	16.1	26.3
2016	22.2	12.0	13.4	10.7	2.8	4.2	10.2	7.8	10.5	12.1	7.1	19.2
2017	23.3	17.2	30.0	16.1	10.8	6.8	6.1	5.6	22.7	11.8	15.4	20.0
2018	27.7	29.0	22.6	32.6	12.7	11.3	4.8	S/D	S/D	S/D	14.5	14.5

Figura 56

Histograma de precipitación máxima en 24 horas estación Yanahuanca



Del análisis gráfico se visualiza que la serie presenta un dato atípico, esto ocurre debido a que las precipitaciones máximas en su mayoría no se ajustan a una distribución homogénea, por lo tanto, se realizará el análisis de outliers para determinar su confiabilidad.

Tabla 54

Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación Yanahuanca

AÑO	Pmfix 24Horas	Log (Pmax24)
1998	37.7	1.6
1999	32.0	1.5
2000	19.2	1.3
2001	28.3	1.5
2002	18.2	1.3
2003	54.8	1.7
2004	23.4	1.4
2005	30.7	1.5
2006	22.5	1.4
2007	35.3	1.5
2008	23.3	1.4
2009	31.5	1.5
2010	31.3	1.5
2011	28.0	1.4

2012	33.0	1.5
2013	19.2	1.3
2014	63.1	1.8
2015	32.0	1.5
2016	22.2	1.3
2017	30.0	1.5
2018	32.6	1.5

Tabla 55

Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación Yanahuanca

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	Pmfix 24Horas	Log (Pmax24)
NÚMERO DE DATOS	21.0	21.0
SUMATORIA	648.3	30.8
VALOR MÁXIMO	63.1	1.8
VALOR MÍNIMO	18.2	1.3
MEDIA	30.9	1.5
VARIANZA	119.8	0.0
DESVIACIÓN ESTÁNDAR	10.9	0.1
COEFICIENTE DE VARIACIÓN	0.4	0.1
COEFICIENTE DE SESGO	1.7	0.7

Tabla 56

Valor máximo y mínimo admisible estación Huánuco

UMBRAL DE DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			
$x_H = \bar{x} + k_n \cdot s$	Xh=	1.80	
Precipitación Máxima Aceptada:			
$P_H = 10^{x_H}$	PH=	62.51	mm
NO EXISTEN DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			
UMBRAL DE DATOS DUDOSOS BAJOS EN LA MUESTRA			
$x_L = \bar{x} - k_n \cdot s$	Xl=	1.14	
Precipitación Mínima Aceptada:			
$P_L = 10^{x_L}$	PL=	13.79	mm
NO EXISTEN DATOS DUDOSOS ALTOS EN LA MUESTRA			

Podemos determinar que tenemos 18.2 mm como valor mínimo y 63.1 mm como valor máximo, podemos apreciar que los valores de precipitaciones máximas en 24 horas se encuentran fuera del rango 13.79 mm al 62.51 mm; por lo tanto, se puede determinar que la serie SI presenta datos dudosos.

De acuerdo a la metodología vamos a proceder a eliminar los datos atípicos y realizar un nuevo análisis estadístico.

Segundo análisis gráfico y estadístico de datos dudosos

Tabla 57

Análisis de registro histórico corregido estación Yanahuanca

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Max	Log(Mfix)
1998	19.4	37.7	18.8	20.0	5.4	7.2	0.0	0.3	7.0	15.0	10.8	14.5	37.7	1.58
1999	14.0	23.0	32.0	13.0	5.7	4.2	4.5	11.0	14.0	15.0	15.0	30.0	32.0	1.51
2000	18.0	13.8	18.6	10.0	4.3	4.0	4.6	0.0	3.0	7.0	14.0	19.2	19.2	1.28
2001	15.7	11.2	16.0	18.2	10.0	6.6	13.0	12.5	5.7	9.4	20.0	28.3	28.3	1.45
2002	10.1	15.2	14.2	18.2	9.7	2.1	10.6	7.3	14.5	14.7	15.9	18.0	18.2	1.26
2003	17.3	23.2	19.2	14.6	18.8	4.4	0.0	7.5	7.5	16.3		22.9	23.2	1.37
2004	6.9	22.1	10.6	7.3	17.0	11.1	7.6	6.5	23.4	20.9	20.0	22.7	23.4	1.37
2005	15.4	15.7	12.7	10.3	24.8	0.0	7.0	5.0	15.1	22.5	30.7	12.4	30.7	1.49
2006	16.8	14.0	16.8	18.7	6.6	3.9	0.5	4.9	11.2	17.1	15.4	22.5	22.5	1.35
2007	17.8	10.2	19.0	12.5	9.3	0.7	23.3	8.0	5.0	35.3	21.5	15.6	35.3	1.55
2008	12.0	23.3	12.7	14.5	9.0	7.5	0.0	3.8	13.2	15.9	15.1	13.7	23.3	1.37
2009	20.0	17.6	27.0	31.5	13.4	2.3	15.7	8.3	6.0	15.0	30.0	18.0	31.5	1.50
2010	21.1	20.0	12.9	9.9	2.8	5.8	0.0	9.7	5.2	12.0	31.3	25.5	31.3	1.50
2011	21.2	21.8	25.5	21.5	3.2	0.0	5.1	2.2	4.0	11.0	17.1	28.0	28.0	1.45
2012	13.7	17.2	11.9	17.1	4.2	15.8	5.8	2.2	18.2	13.0	23.4	33.0	33.0	1.52
2013	17.8	19.2	19.0	10.3	4.7	4.1	4.1	7.1	4.1	13.0	15.2	12.0	19.2	1.28
2014	17.8	17.9	17.8	10.6	10.1	5.9	7.8	4.3		12.0	15.8	20.7	20.7	1.32
2015	23.6	19.4	27.0	20.4	19.6	4.1	0.0	15.4	9.1	32.0	16.1	26.3	32.0	1.51
2016	22.2	12.0	13.4	10.7	2.8	4.2	10.2	7.8	10.5	12.1	7.1	19.2	22.2	1.35
2017	23.3	17.2	30.0	16.1	10.8	6.8	6.1	5.6	22.7	11.8	15.4	20.0	30.0	1.48
2018	27.7	29.0	22.6	32.6	12.7	11.3	4.8	S/D	S/D	S/D	14.5	14.5	32.6	1.51

Del análisis gráfico se visualizar que la serie no presenta datos atípicos, para mayor veracidad se realizara el análisis de outliers para determinar su confiabilidad.

Tabla 58

Jerarquía de precipitación máxima en 24 horas estación Yanahuanca

AÑO	Pmfix 24Horas	Log (Pmax24)
1998	37.7	1.6
1999	32.0	1.5
2000	19.2	1.3
2001	28.3	1.5
2002	18.2	1.3
2003	23.2	1.4
2004	23.4	1.4
2005	30.7	1.5
2006	22.5	1.4
2007	35.3	1.5
2008	23.3	1.4
2009	31.5	1.5
2010	31.3	1.5
2011	28.0	1.4
2012	33.0	1.5
2013	19.2	1.3
2014	20.7	1.3
2015	32.0	1.5
2016	22.2	1.3
2017	30.0	1.5
2018	32.6	1.5

Tabla 59

Parámetros estadísticos de análisis de saltos estación Yanahuanca

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	Pmfix 24Horas	Log(Pmax 24)
NÚMERO DE DATOS	21.0	21.0
SUMATORIA	574.3	30.0
VALOR MÁXIMO	37.7	1.6
VALOR MÍNIMO	18.2	1.3
MEDIA	27.3	1.4
VARIANZA	34.3	0.0
DESVIACIÓN ESTÁNDAR	5.9	0.1

COEFICIENTE DE VARIACIÓN	0.2	0.1
COEFICIENTE DE SESGO	-0.1	-0.3

Podemos determinar que tenemos 18.2 mm como valor mínimo y 37.7 mm como valor máximo, podemos apreciar que los valores de precipitaciones máximas en 24 horas se encuentran dentro del rango 15.66 mm al 45.63 mm; por lo tanto, se puede determinar que la serie NO presenta datos dudosos.

➤ **Análisis de frecuencias estadísticas en hidrología**

Conceptos básicos de probabilidad

Experimento. Es toda acción, deliberada o no, de la que se observa un resultado.

Espacio muestral. Es el conjunto formado por todos los resultados posibles de un experimento. Se denotará como S. Cualquier subconjunto del espacio muestral se denomina como evento.

Por lo general los espacios muestrales se clasifican de acuerdo con el número de resultados posibles que contienen. Por ejemplo, si queremos saber el número de días del año 2019 en los que se tuvo una temperatura mayor a 25°C en la ciudad de Huánuco, el espacio muestral contendrá 365 valores, es decir se tiene un espacio muestral finito. Por otro lado, si queremos saber el número de valores que puede tomar el valor máximo de caudal anual del río Huallaga en m³/s, el número de valores sería infinito.

Cuando el número de elementos de un espacio muestral se puede contar se dice que es un espacio muestral discreto; en caso contrario se dice que es un espacio muestral continuo.

Probabilidad. Si un experimento tiene n resultados igualmente posibles de ocurrir y mutuamente excluyentes, y si de ellos na resultados

tienen un atributo a, entonces la probabilidad de que ocurra un evento A con atributo a es:

$$P(A) = na$$

Pruebas de hipótesis. En algunos análisis estadísticos como el análisis de frecuencias que se cubre en este capítulo del estudio, es necesario que los datos de la muestra sean independientes entre sí; por otra parte, se debe probar que la serie de datos de la muestra es homogénea, es decir, que no ha sufrido alteraciones, por ejemplo debido a acciones humanas como son: deforestación, urbanización o construcción de presas, entre otras; también se deben establecer criterios para decidir si una función de distribución de probabilidad representa de manera adecuada a la muestra de datos.

Para demostrar lo anterior se realizan las famosas llamadas pruebas de hipótesis.

Por ejemplo: Se tiene una serie de datos de precipitaciones máximas en 24 horas anuales que se le ajustaron a la función de distribución de probabilidad Gumbel, y posteriormente se estimó la precipitación máxima para un periodo de retorno de 100 años.

Se deben establecer criterios para probar que la función de probabilidad Gumbel representa de una manera satisfactoria a la muestra, ya que de lo contrario se podría subestimar o sobrestimar los eventos analizados.

La prueba de una hipótesis estadística puede resumirse en la siguiente tabla, donde H representa las Hipótesis que se tratan de probar.

Tabla 60

Errores tipo I, tipo II

	SE ACEPTA H	SE RECHAZA H
H ES VERDADERA	DECISIÓN CORRECTA	ERROR TIPO I
H ES FALSA	ERROR TIPO II	DECISIÓN CORRECTA

Fuente. Miller y Freud, 1987.

Si la hipótesis H es verdadera y se acepta, la decisión es correcta. Así mismo si la hipótesis H es falsa y se rechaza, la decisión también es correcta. Si H es verdadera y se rechaza, la decisión es errónea. Este error se denomina error tipo I y la probabilidad de cometerlo se denota como α . Si H es falsa y se acepta, la decisión también es errónea. Este error se denomina error tipo II y la probabilidad de cometerlo se denota como β .

A la probabilidad de tener un error tipo I α , se le denomina también nivel de significancia, y en hidrología es común tomar valores de $\alpha=0.10$, $\alpha=0.05$ y $\alpha=0.01$, siendo $\alpha=0.05$ el más utilizado.

Periodo de retorno. El periodo de retorno se define como el número de años en que un evento puede ser igualado o excedido en promedio y a la larga. También se le conoce como el intervalo de recurrencia.

Si se tiene n datos de una muestra de series máximas anuales, para asignar un periodo de retorno a cada evento se suele utilizar la fórmula de posición de graficación de Weibull (Gumbel, 1958)

$$Tr = \frac{n + 1}{m}$$

n: número de datos de la muestra

m: número de orden en una lista ordenada de mayor a menor.

El periodo de retorno está asociado con la probabilidad de que un evento sea igualado o excedido en un año dado mediante la ecuación

$$Tr = -\frac{1}{P}$$

Como sabemos el valor función de distribución de probabilidad es la probabilidad de que una variable X tome un valor menor o igual a x,

es decir $F(x) = P(X \leq x)$, el periodo de retorno en función de la función de distribución de probabilidad es:

$$Tr = \frac{1}{1 - F(x)}$$

➤ **Funciones de distribución probabilística utilizadas en Hidrología**

Distribución normal. Esta distribución también se le conoce como Gaussiana, se puede decir que es la más utilizada pues se puede encontrar varias variables aleatorias que aparecen en relación con experimentos u observaciones prácticas que están distribuidos normalmente y otras que están distribuidas normalmente en forma aproximada.

En varios casos una variable no está distribuida normalmente, ni siquiera en forma aproximada, pero se puede convertir en una variable con distribución normal por medio de una transformación sencilla (proceso de normalización).

Para poder evaluar la integral de la ecuación se utilizan métodos numéricos.

Existen tablas publicadas las cuales resuelven la integral mencionada, para lo cual se define la siguiente variable estandarizada o reducida:

$F(z)$ equivale al área bajo la curva de función de distribución de probabilidad para un valor de z . Con la transformación anterior es posible usar la misma tabla de valores para cualquier población que se ajuste a una función de distribución normal.

En Excel se puede calcular el valor de $F(z)$ mediante la función `DISTR.NORM.ESTAND(argumento)`, donde el argumento es el valor de z .

Así mismo para calcular el valor de z a partir de $F(z)$ se usa la función $\text{DISTR.NORM.ESTAND.INV}(\text{argumento})$, aquí el argumento es $F(z)$.

DISTRIBUCIÓN LOG – NORMAL

Los factores de frecuencia K_T para la distribución Log – normal en función del coeficiente de asimetría u oblicuidad CS de los datos originales y del período de retorno (o probabilidad de excedencia).

El método se aplica de la siguiente manera:

Calcule la media $\bar{X}$ de los n valores de la serie.

Calcule la desviación estándar S de los n valores de la serie.

Calcule el coeficiente de oblicuidad o asimetría CS de los n valores de la serie.

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

Calcule

$$X_T = \bar{X} + SK_T$$

Distribución exponencial de 1 parámetro. Esta distribución también se conoce como distribución Exponencial Negativa. El tiempo entre ocurrencias de fenómenos como la precipitación, pueden considerarse Procesos de Poisson ya que los eventos ocurren instantánea e independientemente en un horizonte de tiempo, a lo largo de una línea. El tiempo entre dichos eventos lo describe la distribución exponencial cuyo parámetro β es la tasa media de ocurrencia de los eventos. La ventaja 56 Funciones de distribución utilizadas en hidrología de la distribución exponencial radica en que es fácil estimar el parámetro a partir de la información observada. Su desventaja es que requiere que

la ocurrencia de cada evento sea completamente independiente (Chow et al., 1988).

La fda (función de distribución de probabilidad) está dada por:

$$F(x) = 1 - e^{-\beta x}$$

La fda es válida para el rango $0 \leq x \leq \infty$, es decir la variable no puede tomar valores negativos.

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

La función de densidad de probabilidad resulta:

donde β es un parámetro de escala.

La media y variancia de esta función se definen como:

Distribución doble exponencial o exponencial de 2 parámetros.

La distribución doble exponencial también se conoce como distribución de Laplace, nombrada así en honor a Pierre Simón Laplace (1749-1827), matemático y astrónomo francés. El nombre de distribución doble exponencial se debe a que su gráfica es simétrica y similar a dos distribuciones exponenciales.

La fda está dada por:

La fda es válida para el rango $-\infty \leq x \leq \infty$, es decir la variable no puede tomar valores negativos, ya que $\alpha > 0$

La función de densidad de probabilidad resulta:

$$f(x) = \frac{1}{2\beta} e^{-\frac{|x-\alpha|}{\beta}}$$

donde:

α es el parámetro de ubicación

β es el parámetro de escala

La media, la variancia y el sesgo de esta función son:

$$\mu = \alpha + \beta, \sigma^2 = \beta^2, \gamma = 2$$

Distribución gamma de 2 parámetros. Toma su nombre de la función gamma ($\Gamma(\beta) = \int_0^\infty x^{\beta-1} e^{-x} dx$), y describe el tiempo de ocurrencia de un número β de eventos en un proceso de Poisson, la cual es la distribución de una suma de β variables aleatorias independientes e idénticas, distribuidas exponencialmente. Tiene como límite inferior cero, siendo esto una desventaja para la aplicación a variables que tienen un límite inferior menor a cero (Chow et al., 1988). Esta distribución, también llamada digamma, es de gran importancia en la teoría de colas y en los problemas de confiabilidad. (Walpole y Myers, 1992).

La función de densidad de probabilidad está dada por:

$$f(x) = \frac{x^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \quad 0 \leq x < \infty$$

si $\alpha > 0 \rightarrow \gamma > 0$
 $\nu > 0$

Por lo que la fda (función de distribución de probabilidad) es:

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} dx = \frac{1}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \int_0^x e^{-\frac{x}{\alpha}} x^{\beta-1} dx$$

donde:

- es el parámetro de escala, $\alpha > 0$
- es el parámetro de forma, $\beta > 0$

$\Gamma(\square)$ (Función Gamma completa Sustituyendo $\gamma = x$, entonces la fda queda

$$F(\bar{y}) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^x \gamma^{\beta-1} e^{-\gamma} d\gamma$$

La ecuación anterior tiene una función de distribución ji-cuadrada, con 2β grados de libertad y el valor de ji-cuadrada es $x^2 = 2\gamma$.

Además, los valores de la media, desviación estándar y coeficiente de sesgo de la función están dados por:

$$\mu = \beta\alpha \quad \sigma^2 = \alpha^2 \beta \quad \gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta}} \quad \text{---}$$

Distribución Log-Pearson tipo III. Si los logaritmos naturales de una variable x ($\ln x$) presentan una distribución Pearson tipo III entonces la variable x presentará una distribución Log Pearson tipo III. Estando una distribución de tres parámetros operando sobre los logaritmos de la variable, la Log Pearson tipo III parecerá ser una distribución extremadamente versátil. Sin embargo, su aplicación en hidrología tiene importantes limitaciones.

La función de densidad de la Log Pearson tipo III puede tomar forma de J, J invertida, U, U invertida, U invertida con inflexión, forma de campana con límite superior, forma de campana con límite inferior, etcétera. Para el análisis de frecuencias de inundaciones la única forma de interés es aquella que es unimodal, continua de 0 a $+\infty$.

Respecto a su aplicación, en 1967 el Federal Water Resources Council de Estados Unidos sugirió que las agencias de tipo gubernamental adoptaran la distribución Log Pearson tipo III como la distribución de frecuencias estándar para inundaciones; a lo que Benson agrega que no existe un criterio estadístico riguroso en el cual basarse

para la aplicación de la distribución Log Pearson tipo III y por lo tanto esta elección es hasta cierto punto subjetiva (Kite, 1988).

Distribución general de valores extremos. La distribución General de Valores Extremos tiene sus bases en la Teoría de Valores Extremos, que proporciona una descripción del comportamiento aleatorio de los n -ésimos valores más grandes o más pequeños de una muestra. Esta se debe en gran parte a Tippet quien en 1925 obtiene las probabilidades de los valores más grandes para diferentes tamaños de muestra de una distribución normal y en 1928 junto con Fisher publicó el artículo que es considerado el cimiento de la teoría asintótica de valores extremos.

β = Parámetro de ubicación

α = Parámetro de escala, $\alpha > 0$

k = Parámetro de forma

Para esta fda se define la siguiente variable reducida:

La distribución de Valores Extremos Tipo I o Distribución Gumbel nace con Fisher y Tippet, en los años veinte con la Teoría de Valores Extremos (Escalante y Reyes 2002). En los años treinta,

Gumbel realiza aplicaciones prácticas usando los estadísticos de valores extremos de distribuciones del tiempo de duración de la vida humana y en 1941 publica algunos artículos con respecto a sus aplicaciones en el análisis de frecuencias de gastos máximos y mínimos. Jenkinson (1955) demostró que esta distribución es un caso especial de la Distribución General de valores Extremos (Chow et al., 1994).

La fda (función de distribución acumulada) está dada por la siguiente ecuación:

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\beta}{\alpha}}} \quad \begin{matrix} -\infty < x < \infty \\ -\infty < \beta < \infty \\ \alpha > 0 \end{matrix}$$

Y su función de densidad de probabilidad es:

θ = Parámetro de ubicación

α = Parámetro de escala

La variable reducida Gumbel es:

Distribución Gumbel doble. En algunos casos, como por ejemplo en zonas costeras del Golfo de México y el Océano Pacífico se puede observar con claridad la existencia de dos grupos de datos con características Manual de análisis de frecuencias en hidrología 91 diferentes, el primero originado por precipitaciones debido a los fenómenos dominantes en la región y el segundo, originado por precipitaciones de origen ciclónico, que comúnmente provocan las avenidas más grandes. Por ello, el ajuste de una función de distribución de probabilidad de una población (por ejemplo Gumbel) no resulta del todo satisfactorio. Por esto es necesario hacer análisis de frecuencias considerando que los gastos máximos anuales se originan por dos procesos diferentes que dan lugar a una función de distribución mezclada o de dos poblaciones (Campos, 1989).

Para realizar el análisis de frecuencias, es posible aplicar la función de distribución doble Gumbel para dos poblaciones considerando que los grupos son mutuamente excluyentes, es decir el valor de la variable se debe a un evento ciclónico o no. La fda (función de distribución acumulada) para una muestra que presente la presencia de dos poblaciones está definida como (Haan, 1977).

Donde:

P es la probabilidad de tener eventos no ciclónicos, adimensional.

x es la variable aleatoria para la cual se estima la probabilidad de no excedencia

α_1 es el parámetro de escala de la población no ciclónica

β_1 es el parámetro de ubicación de la población no ciclónica

$\alpha 2$ es el parámetro de escala de la población ciclónica

$\beta 2$ es el parámetro de ubicación de la población ciclónica y la función de densidad de probabilidad es:

Se muestra las capturas del software Hidroesta de cada una de las estaciones de los de precipitación máximas en 24 horas para el análisis de distribución de los distintos métodos:

Figura 57

Ajuste de datos a la distribución normal estación de Cerro de Pasco

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

N°	X
1	21.0
2	22.6
3	24.0
4	24.0
5	24.1
6	24.3
7	25.0
8	25.5
9	25.5
10	26.4
11	27.0
12	27.3
13	27.5
14	28.1

Parámetros distribución normal:
 Con momentos ordinarios:
 De localización (μ): 28.2273
 De escala (σ): 4.9636
 Con momentos lineales:
 Media lineal ($\bar{x}$): 28.2273
 Des. Estandar (S): 4.9161

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

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1235, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	21.0	0.0435	0.0727	0.0708	0.0292
2	22.6	0.0870	0.1285	0.1262	0.0415
3	24.0	0.1304	0.1972	0.1949	0.0668
4	24.0	0.1739	0.1972	0.1949	0.0233
5	24.1	0.2174	0.2028	0.2006	0.0145
6	24.3	0.2609	0.2144	0.2122	0.0465
7	25.0	0.3043	0.2578	0.2558	0.0466
8	25.5	0.3478	0.2913	0.2895	0.0565

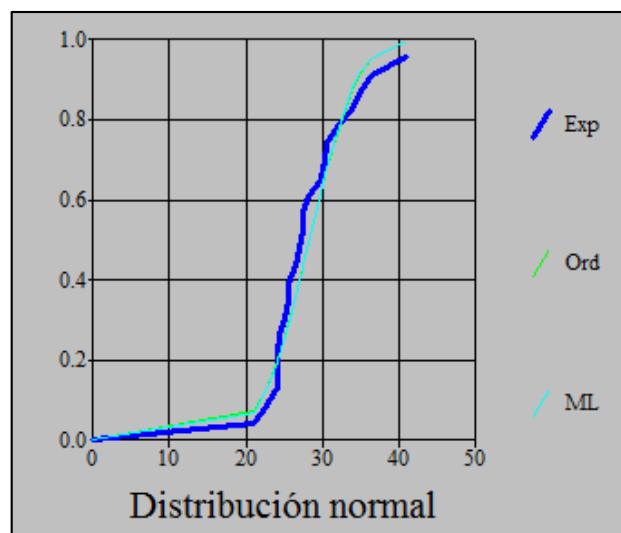
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

06:56 p.m. 14/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 58

Gráfico del ajuste a la distribución normal estación Cerro de Pasco



Fuente. Hidroesta

Figura 59

Ajuste de datos a la distribución log-normal 2 parámetros estación Cerro de Pasco

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

N°	X
1	21.0
2	22.6
3	24.0
4	24.0
5	24.1
6	24.3
7	25.0
8	25.5
9	25.5
10	26.4
11	27.0
12	27.3
13	27.5
14	28.1

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	21.0	0.0435	0.0462	0.0484	0.0027
2	22.6	0.0870	0.1065	0.1097	0.0196
3	24.0	0.1304	0.1878	0.1911	0.0573
4	24.1	0.1739	0.1878	0.1911	0.0139
5	24.3	0.2174	0.1945	0.1978	0.0229
6	24.3	0.2609	0.2084	0.2116	0.0525
7	25.0	0.3043	0.2603	0.2632	0.0440
8	25.5	0.3478	0.3001	0.3026	0.0478

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

Parámetros distribución log-normal:
 Con momentos ordinarios:
 De escala (μy): 3.3265
 De forma (Sy): 0.1675
 Con momentos lineales:
 De escala (μyl): 3.3265
 De forma (Syl): 0.1698

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☒ 0.10
☐ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.0945, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

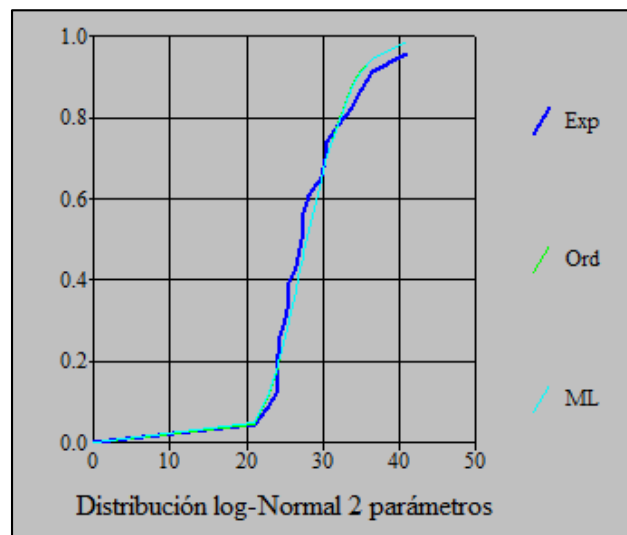
Archivos y resultados:

06:56 p.m. 14/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 60

Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 2 parámetros estación Cerro de Pasco



Fuente. Hidroesta

Figura 61

Ajuste de datos a la distribución log-normal 3 parámetros estación Cerro de Pasco

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

N°	X
1	21.0
2	22.6
3	24.0
4	24.0
5	24.1
6	24.3
7	25.0
8	25.5
9	25.5
10	26.4
11	27.0
12	27.3
13	27.5
14	28.1

Sm

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	21.0	0.0435	-2.1378	0.0163	0.0272
2	22.6	0.0870	-1.4108	0.0791	0.0078
3	24.0	0.1304	-0.9088	0.1817	0.0513
4	24.0	0.1739	-0.9088	0.1817	0.0078
5	24.1	0.2174	-0.8764	0.1904	0.0270
6	24.3	0.2609	-0.8129	0.2081	0.0527
7	25.0	0.3043	-0.6020	0.2736	0.0308
8	25.5	0.3478	-0.4612	0.3223	0.0255

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

Parámetros distribución log-normal:
 De posición (x0): 16.088
 De escala (μy): 2.4209
 De forma (Sy): 0.3879

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.0690, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

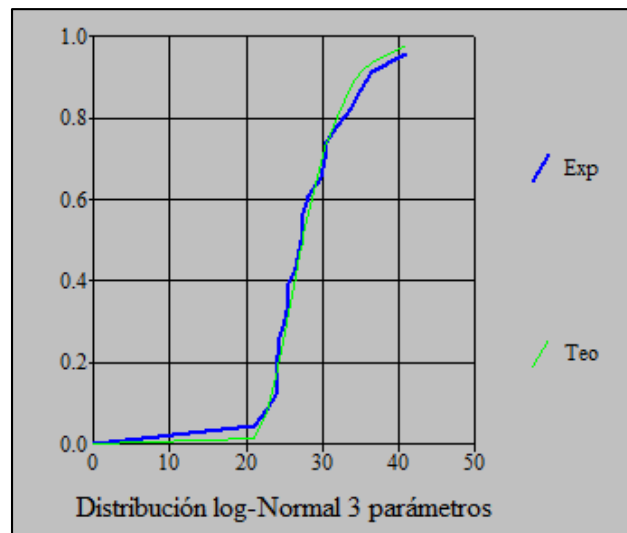
Archivos y resultados:

06:57 p.m. 14/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 62

Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 3 parámetros estación Cerro de Pasco



Fuente. Hidroesta

Figura 63

Ajuste de datos a la distribución gamma 2 parámetros estación Cerro de Pasco

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

N°	X
1	21.0
2	22.6
3	24.0
4	24.0
5	24.1
6	24.3
7	25.0
8	25.5
9	25.5
10	26.4
11	27.0
12	27.3
13	27.5
14	28.1

Parámetros distribución Gamma 2 par:
Con momentos ordinarios:
 De forma (gamma): 36.407
 De escala (beta): 0.7753
Con momentos lineales:
 De forma (gamma): 17.0107
 De escala (beta): 1.6594

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

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1056, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	21.0	0.0435	0.0501	0.1401	0.0066
2	22.6	0.0870	0.1080	0.2113	0.0210
3	24.0	0.1304	0.1848	0.2845	0.0544
4	24.0	0.1739	0.1848	0.2845	0.0109
5	24.1	0.2174	0.1912	0.2900	0.0262
6	24.3	0.2609	0.2044	0.3012	0.0565
7	25.0	0.3043	0.2539	0.3412	0.0504
8	25.5	0.3478	0.2921	0.3705	0.0557

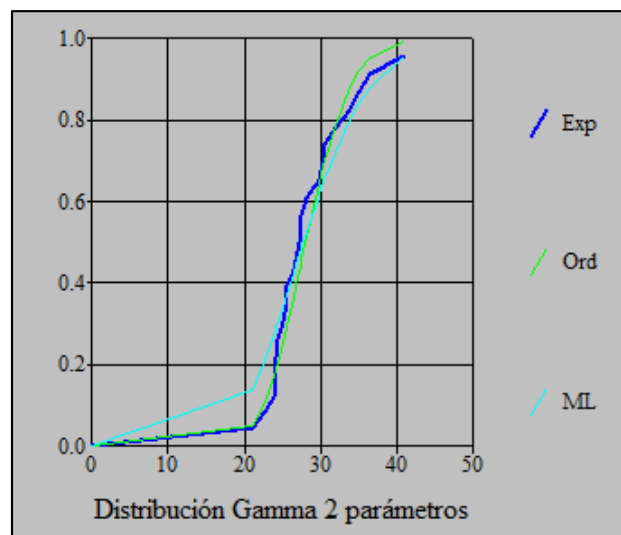
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

06:57 p.m. 14/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 64

Gráfico del ajuste a la distribución gamma 2 parámetros estación Cerro de Pasco



Fuente: Hidroesta

Figura 65

Ajuste de datos a la distribución gamma 3 parámetros estación Cerro de Pasco

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

N°	X
1	21.0
2	22.6
3	24.0
4	24.0
5	24.1
6	24.3
7	25.0
8	25.5
9	25.5
10	26.4
11	27.0
12	27.3
13	27.5
14	28.1

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

Parámetros distribución Gamma 3 par:
Momentos ordinarios:
 De posición (x0): 18.0858
 De forma (gamma): 4.1745
 De escala (beta): 2.4294
Momentos lineales:
 De posición (x0): 20.67
 De forma (gamma): 2.1002
 De escala (beta): 3.5984

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.0698, es menor que el delta tabular 0.29. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	21.0	0.0435	0.0264	0.0028	0.0170
2	22.6	0.0870	0.0994	0.0862	0.0125
3	24.0	0.1304	0.2002	0.2115	0.0698
4	24.0	0.1739	0.2002	0.2115	0.0263
5	24.1	0.2174	0.2084	0.2212	0.0090
6	24.3	0.2609	0.2250	0.2407	0.0359
7	25.0	0.3043	0.2853	0.3093	0.0190
8	25.5	0.3478	0.3298	0.3578	0.0180

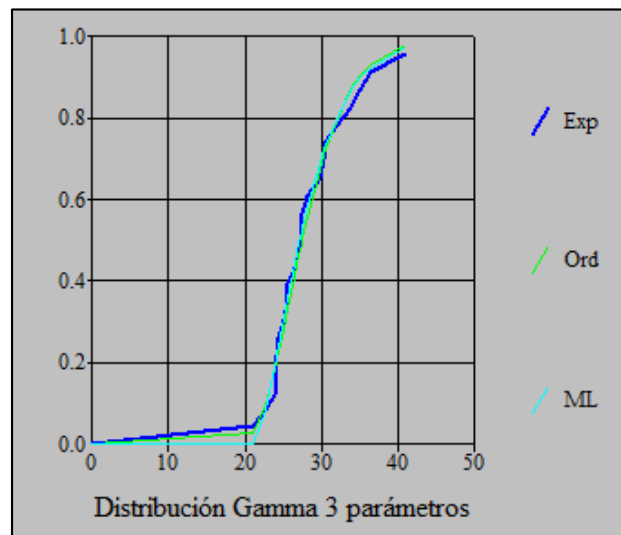
Archivos y resultados:
 Crear | Accesar | Excel | Reporte

06:58 p.m. 14/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 66

Gráfico del ajuste a la distribución gamma 3 parámetros estación Cerro de Pasco



Fuente. Hidroesta

Figura 67

Ajuste de datos a la distribución Log-Pearson tipo III parámetros estación Cerro de Pasco

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

N°	X
1	21.0
2	22.6
3	24.0
4	24.0
5	24.1
6	24.3
7	25.0
8	25.5
9	25.5
10	26.4
11	27.0
12	27.3
13	27.5
14	28.1

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	21.0	0.0435	0.0225	0.0119	0.0210
2	22.6	0.0870	0.0892	0.0850	0.0023
3	24.0	0.1304	0.1902	0.2011	0.0598
4	24.0	0.1739	0.1902	0.2011	0.0163
5	24.1	0.2174	0.1986	0.2105	0.0188
6	24.3	0.2609	0.2158	0.2296	0.0451
7	25.0	0.3043	0.2789	0.2984	0.0254
8	25.5	0.3478	0.3258	0.3480	0.0220

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

Parámetros distribución LogPearson3:
Momentos ordinarios:
 De posición (x0): 2.7798
 De forma (gamma): 10.6521
 De escala (beta): 0.0513
Momentos lineales:
 De posición (x0l): 2.9498
 De forma (gamma): 4.6629
 De escala (betal): 0.0808

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.06547, es menor que el delta tabular 0.29. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

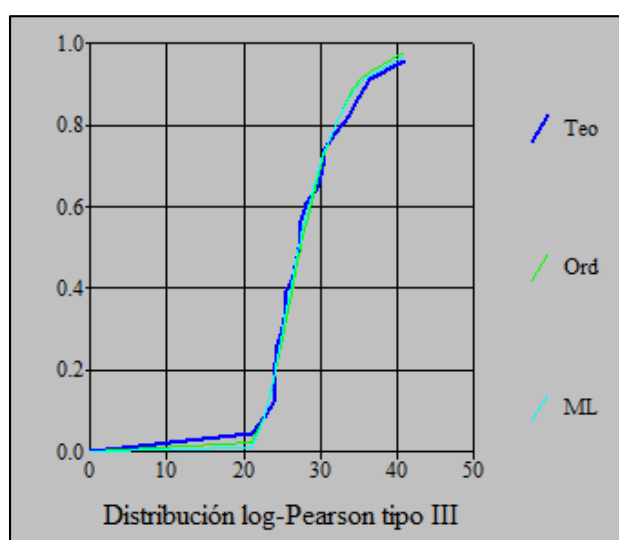
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

07:01 p.m. 14/12/2021

Fuente: Hidroesta

Figura 68

Gráfico de ajuste de datos a la distribución Log-Pearson tipo III parámetros estación Cerro de Pasco



Fuente. Hidroesta

Figura 69

Ajuste de datos a la distribución Gumbel estación Cerro de Pasco

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

N°	X
1	21.0
2	22.6
3	24.0
4	24.0
5	24.1
6	24.3
7	25.0
8	25.5
9	25.5
10	26.4
11	27.0
12	27.3
13	27.5
14	28.1

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

Parámetros distribución Gumbel:
Con momentos ordinarios:
 De posición (μ): 25.9934
 De escala (alfa): 3.8701
Con momentos lineales:
 De posición (μ_l): 25.9176
 De escala (alfa): 4.0014

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.0702, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	21.0	0.0435	0.0264	0.0328	0.0171
2	22.6	0.0870	0.0904	0.1011	0.0035
3	24.0	0.1304	0.1875	0.1989	0.0571
4	24.0	0.1739	0.1875	0.1989	0.0136
5	24.1	0.2174	0.1957	0.2070	0.0217
6	24.3	0.2609	0.2125	0.2235	0.0484
7	25.0	0.3043	0.2745	0.2843	0.0298
8	25.5	0.3478	0.3211	0.3296	0.0267

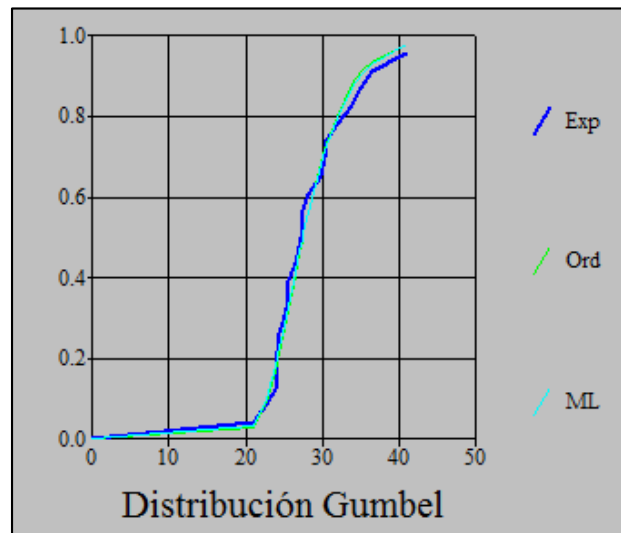
Archivos y resultados:
 Crear | Accesar | Excel | Reporte

67.01 p.m. 14/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 70

Gráfico del ajuste a la distribución Gumbel estación Cerro de Pasco



Fuente: Hidroesta

Figura 71

Ajuste de datos a la distribución Log Gumbel estación Cerro de Pasco

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

N°	X
1	21.0
2	22.6
3	24.0
4	24.0
5	24.1
6	24.3
7	25.0
8	25.5
9	25.5
10	26.4
11	27.0
12	27.3
13	27.5
14	28.1

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	21.0	0.0435	0.0077	0.0133	0.0357
2	22.6	0.0870	0.0626	0.0790	0.0244
3	24.0	0.1304	0.1739	0.1934	0.0434
4	24.0	0.1739	0.1739	0.1934	0.0000
5	24.1	0.2174	0.1837	0.2030	0.0337
6	24.3	0.2609	0.2038	0.2227	0.0571
7	25.0	0.3043	0.2781	0.2944	0.0263
8	25.5	0.3478	0.3329	0.3466	0.0149

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

Parámetros distribución logGumbel:
Con momentos ordinarios:
 De posición (μ): 3.2511
 De escala (alfa): 0.1306
Con momentos lineales:
 De posición (μl): 3.2467
 De escala (alfa): 0.1382

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.0584, es menor que el delta tabular 0.2900. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%

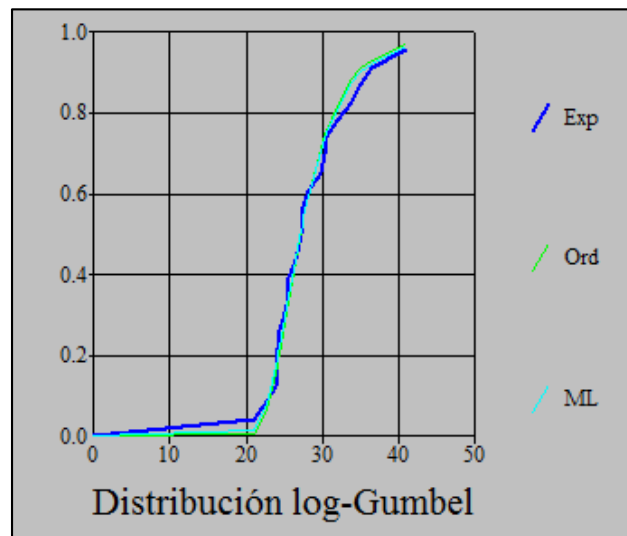
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

07:02 p.m. 14/12/2021

Fuente: Hidroesta

Figura 72

Gráfico del ajuste a la distribución Log Gumbel estación Cerro de Pasco



Fuente. Hidroesta

Figura 73

Ajuste de datos a la distribución normal estación Huánuco

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

N°	X
1	15.7
2	17.42121212
3	17.5
4	18.0
5	18.6
6	19.5
7	19.6
8	19.9
9	20.1
10	20.5
11	21.4
12	21.9
13	22.6
14	23.1

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

Parámetros distribución normal:
Con momentos ordinarios:
 De localización (X_m): 25.734
 De escala (S): 6.9101
Con momentos lineales:
 Media lineal (X_l): 25.734
 Des. Estandar (S_l): 6.7742

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	15.7	0.0294	0.0732	0.0693	0.0438
2	17.4212	0.0588	0.1145	0.1099	0.0557
3	17.5	0.0882	0.1167	0.1121	0.0285
4	18.0	0.1176	0.1315	0.1268	0.0139
5	18.6	0.1471	0.1509	0.1461	0.0039
6	19.5	0.1765	0.1835	0.1787	0.0070
7	19.6	0.2059	0.1874	0.1826	0.0185
8	19.9	0.2353	0.1993	0.1946	0.0360

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.0832, es menor que el delta tabular 0.2367. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

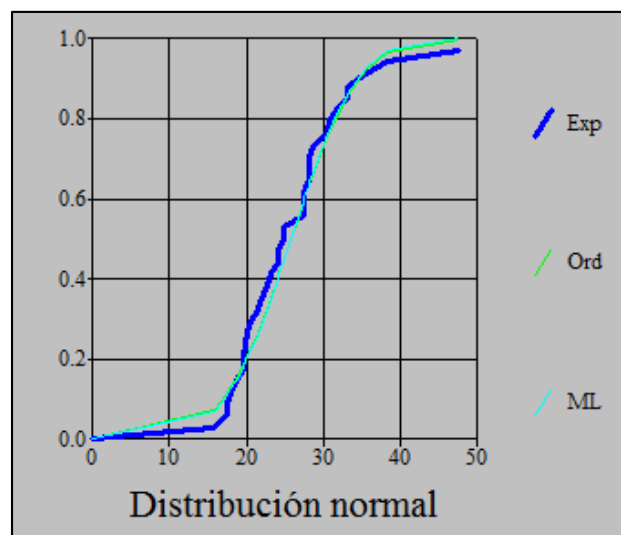
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

11:18 a.m. 10/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 74

Gráfico del ajuste a la distribución normal estación Huánuco



Fuente. Hidroesta

Figura 75

Ajuste de datos a la distribución log normal 2 parámetros estación Huánuco

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

N°	X
1	15.7
2	17.42121212
3	17.5
4	18.0
5	18.6
6	19.5
7	19.6
8	19.9
9	20.1
10	20.5
11	21.4
12	21.9
13	22.6
14	23.1

Parámetros distribución log-normal:
 Con momentos ordinarios:
 De escala (μy): 3.2154
 De forma (Sy): 0.2554
 Con momentos lineales:
 De escala (μyl): 3.2154
 De forma (Syl): 0.26

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

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.0811, es menor que el delta tabular 0.2367. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	15.7	0.0294	0.0353	0.0379	0.0059
2	17.4212	0.0588	0.0807	0.0845	0.0219
3	17.5	0.0882	0.0834	0.0872	0.0048
4	18.0	0.1176	0.1016	0.1057	0.0160
5	18.6	0.1471	0.1263	0.1306	0.0207
6	19.5	0.1765	0.1688	0.1731	0.0077
7	19.6	0.2059	0.1739	0.1782	0.0320
8	19.9	0.2353	0.1896	0.1938	0.0457

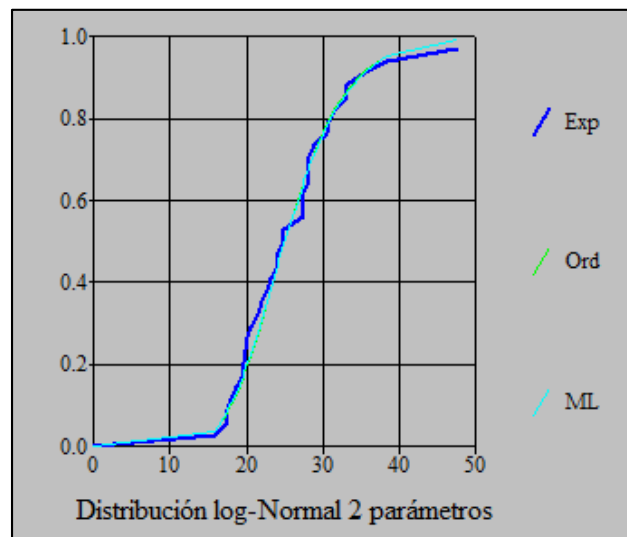
Archivos y resultados:
 Crear | Accesar | Excel | Reporte

11:18 a.m. 10/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 76

Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 2 parámetros estación Huánuco



Fuente: Hidroesta

Figura 77

Ajuste de datos a la distribución Log-normal 3 parámetros estación Huánuco

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

N°	X
1	15.7
2	17.42121212
3	17.5
4	18.0
5	18.6
6	19.5
7	19.6
8	19.9
9	20.1
10	20.5
11	21.4
12	21.9
13	22.6
14	23.1

Sm

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	15.7	0.0294	-2.1328	0.0165	0.0129
2	17.4212	0.0588	-1.5349	0.0624	0.0036
3	17.5	0.0882	-1.5108	0.0654	0.0228
4	18.0	0.1176	-1.3632	0.0864	0.0312
5	18.6	0.1471	-1.1973	0.1156	0.0315
6	19.5	0.1765	-0.9681	0.1665	0.0100
7	19.6	0.2059	-0.9440	0.1726	0.0333
8	19.9	0.2353	-0.8729	0.1914	0.0439

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

Parámetros distribución log-normal:
 De posición (xo): 9.611
 De escala (μy): 2.6945
 De forma (Sy): 0.4164

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1070, es menor que el delta tabular 0.2367. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

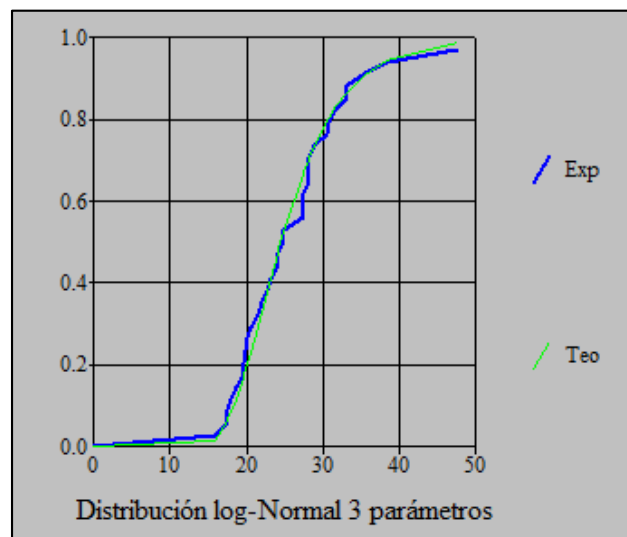
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

11:19 a.m. 10/12/2021

Fuente: Hidroesta

Figura 78

Gráfico del ajuste a la distribución Log-normal 3 parámetros estación Huánuco



Fuente. Hidroesta

Figura 79

Ajuste de datos a la distribución gamma 2 parámetros estación Huánuco

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

N°	X
1	15.7
2	17.42121212
3	17.5
4	18.0
5	18.6
6	19.5
7	19.6
8	19.9
9	20.1
10	20.5
11	21.4
12	21.9
13	22.6
14	23.1

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.7	0.0294	0.0432	0.1345	0.0138
2	17.4212	0.0588	0.0871	0.1942	0.0283
3	17.5	0.0882	0.0896	0.1972	0.0014
4	18.0	0.1176	0.1066	0.2164	0.0110
5	18.6	0.1471	0.1294	0.2403	0.0176
6	19.5	0.1765	0.1685	0.2776	0.0080
7	19.6	0.2059	0.1731	0.2818	0.0327
8	19.9	0.2353	0.1876	0.2946	0.0477

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

Parámetros distribución Gamma 2 par:
 Con momentos ordinarios:
 De forma (gamma): 15.5819
 De escala (beta): 1.6515
 Con momentos lineales:
 De forma (gamma): 7.302
 De escala (beta): 3.5242

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.0760, es menor que el delta tabular 0.2367. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

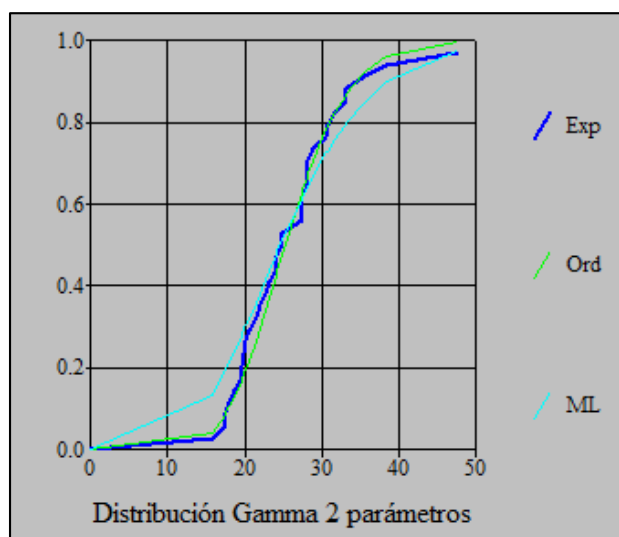
Archivos y resultados:

11:19 a.m. 10/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 80

Gráfico del ajuste a la distribución gamma 2 parámetros estación Huánuco



Fuente. Hidroesta

Figura 81

Ajuste de datos a la distribución gamma 3 parámetros estación Huánuco

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

N°	X
1	15.7
2	17.42121212
3	17.5
4	18.0
5	18.6
6	19.5
7	19.6
8	19.9
9	20.1
10	20.5
11	21.4
12	21.9
13	22.6
14	23.1

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.7	0.0294	0.0217	0.0259	0.0077
2	17.4212	0.0588	0.0744	0.0801	0.0156
3	17.5	0.0882	0.0776	0.0834	0.0106
4	18.0	0.1176	0.0995	0.1054	0.0181
5	18.6	0.1471	0.1290	0.1347	0.0180
6	19.5	0.1765	0.1787	0.1838	0.0022
7	19.6	0.2059	0.1845	0.1896	0.0214
8	19.9	0.2353	0.2024	0.2073	0.0329

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

Parámetros distribución Gamma 3 par:
Momentos ordinarios:
 De posición (x0): 12.5553
 De forma (gamma): 3.6372
 De escala (beta): 3.6233
Momentos lineales:
 De posición (x0): 12.1622
 De forma (gamma): 3.7561
 De escala (beta): 3.6133

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.09379, es menor que el delta tabular 0.2367. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

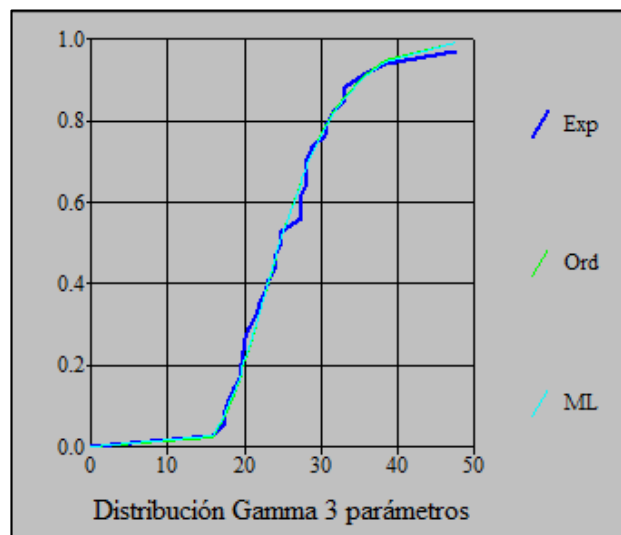
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

11:20 a.m. 10/12/2021

Fuente: Hidroesta

Figura 82

Gráfico del ajuste a la distribución gamma 3 parámetros estación Huánuco



Fuente. Hidroesta

Figura 83

Ajuste de datos a la distribución Log-Pearson tipo III estación Huánuco

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

N°	X
1	15.7
2	17.42121212
3	17.5
4	18.0
5	18.6
6	19.5
7	19.6
8	19.9
9	20.1
10	20.5
11	21.4
12	21.9
13	22.6
14	23.1

Parámetros distribución LogPearson3:
Momentos ordinarios:
 De posición (x0): 1.7017
 De forma (gamma): 35.1184
 De escala (beta): 0.0431
Momentos lineales:
 De posición (x0): 1.5452
 De forma (gamma): 41.0
 De escala (beta): 0.0407

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

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.09928, es menor que el delta tabular 0.2367. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.7	0.0294	0.0241	0.0279	0.0053
2	17.4212	0.0588	0.0706	0.0763	0.0118
3	17.5	0.0882	0.0735	0.0792	0.0147
4	18.0	0.1176	0.0935	0.0995	0.0241
5	18.6	0.1471	0.1210	0.1271	0.0261
6	19.5	0.1765	0.1687	0.1745	0.0077
7	19.6	0.2059	0.1745	0.1801	0.0314
8	19.9	0.2353	0.1921	0.1975	0.0432

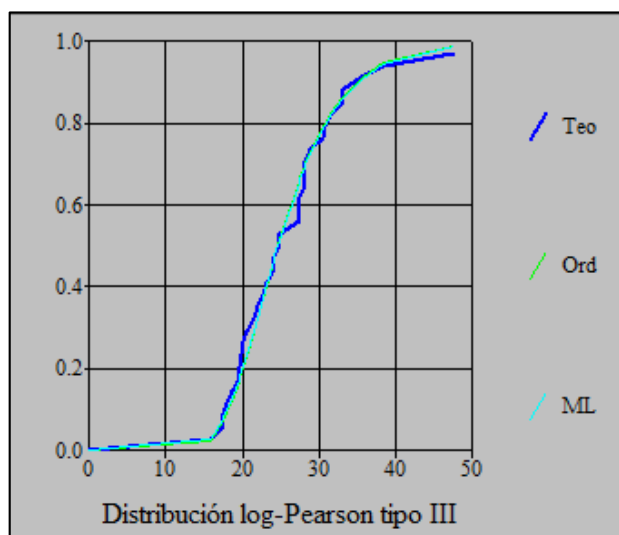
Calcular Graficar Limpiar Imprimir Menú Principal

11:20 a.m. 10/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 84

Gráfico del ajuste a la distribución Log-Pearson tipo III estación Huánuco



Fuente. Hidroesta

Figura 85

Ajuste de datos a la distribución Gumbel estación Huánuco

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

N°	X
1	15.7
2	17.42121212
3	17.5
4	18.0
5	18.6
6	19.5
7	19.6
8	19.9
9	20.1
10	20.5
11	21.4
12	21.9
13	22.6
14	23.1

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

Parámetros distribución Gumbel:
 Con momentos ordinarios:
 De posición (μ): 22.624
 De escala (alfa): 5.3878
 Con momentos lineales:
 De posición (μ): 22.5513
 De escala (alfa): 5.5139

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.0983, es menor que el delta tabular 0.2367. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.7	0.0294	0.0269	0.0313	0.0025
2	17.4212	0.0588	0.0723	0.0792	0.0135
3	17.5	0.0882	0.0751	0.0821	0.0131
4	18.0	0.1176	0.0945	0.1020	0.0231
5	18.6	0.1471	0.1212	0.1291	0.0259
6	19.5	0.1765	0.1677	0.1757	0.0088
7	19.6	0.2059	0.1733	0.1813	0.0326
8	19.9	0.2353	0.1905	0.1984	0.0448

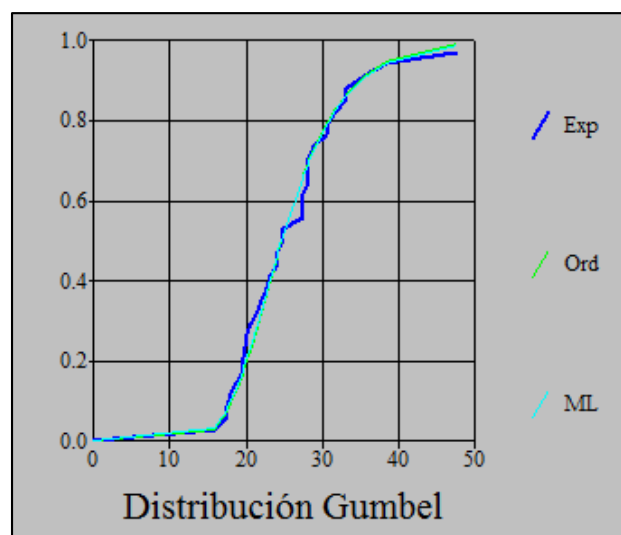
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

11:21 a.m. 10/12/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 86

Gráfico del ajuste a la distribución Gumbel estación Huánuco



Fuente. Hidroesta

Figura 87

Ajuste de datos a la distribución Log Gumbel estación Huánuco

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

N°	X
1	15.7
2	17.42121212
3	17.5
4	18.0
5	18.6
6	19.5
7	19.6
8	19.9
9	20.1
10	20.5
11	21.4
12	21.9
13	22.6
14	23.1

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

Parámetros distribución logGumbel:
Con momentos ordinarios:
 De posición (μ): 3.1004
 De escala (alfa): 0.1992
Con momentos lineales:
 De posición (μl): 3.0932
 De escala (alfal): 0.2117

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1426, es menor que el delta tabular 0.2367, Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	15.7	0.0294	0.0033	0.0069	0.0261
2	17.4212	0.0588	0.0339	0.0477	0.0249
3	17.5	0.0882	0.0366	0.0509	0.0516
4	18.0	0.1176	0.0566	0.0737	0.0610
5	18.6	0.1471	0.0876	0.1072	0.0595
6	19.5	0.1765	0.1465	0.1676	0.0300
7	19.6	0.2059	0.1538	0.1749	0.0521
8	19.9	0.2353	0.1765	0.1973	0.0588

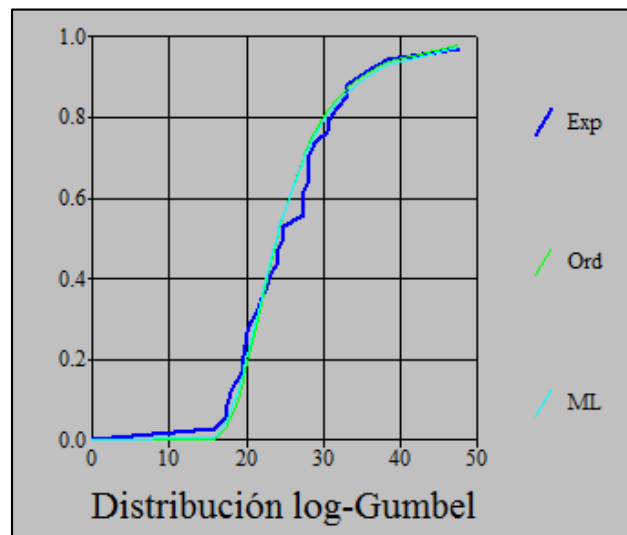
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

11:21 a.m. 10/12/2021

Fuente: Hidroesta

Figura 88

Gráfico del ajuste a la distribución Log Gumbel estación Huánuco



Fuente: Hidroesta

Figura 89

Ajuste de datos a la distribución normal estación San Rafael

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

N°	X
1	16.4
2	20.4
3	21.5
4	21.8
5	21.9
6	23.0
7	25.1
8	25.5
9	25.7
10	27.9
11	28.6
12	28.8
13	29.6
14	29.9

Parámetros distribución normal:
 Con momentos ordinarios:
 De localización ($\bar{X}$): 31.2731
 De escala (S): 9.7093
 Con momentos lineales:
 Media lineal ($\bar{X}$): 31.2731
 Des. Estandar (S l): 9.4259

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

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1780, es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	16.4	0.0370	0.0628	0.0573	0.0257
2	20.4	0.0741	0.1314	0.1243	0.0573
3	21.5	0.1111	0.1571	0.1499	0.0460
4	21.8	0.1481	0.1646	0.1574	0.0165
5	21.9	0.1852	0.1672	0.1600	0.0180
6	23.0	0.2222	0.1971	0.1901	0.0251
7	25.1	0.2593	0.2625	0.2563	0.0032
8	25.5	0.2963	0.2761	0.2701	0.0202

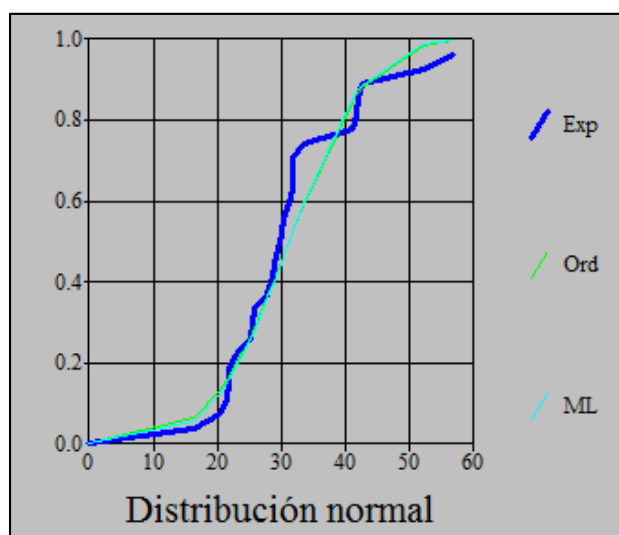
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

10:21 p.m. 13/06/2021

Fuente: Hidroesta

Figura 90

Gráfico del ajuste a la distribución normal estación San Rafael



Fuente: Hidroesta

Figura 91

Ajuste de datos a la distribución log-normal 2 parámetros estación San Rafael

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

N°	X
1	16.4
2	20.4
3	21.5
4	21.8
5	21.9
6	23.0
7	25.1
8	25.5
9	25.7
10	27.9
11	28.6
12	28.8
13	29.6
14	29.9

Parámetros distribución log-normal:
 Con momentos ordinarios:
 De escala (μy): 3.4
 De forma (Sy): 0.2947
 Con momentos lineales:
 De escala ($\mu y l$): 3.4
 De forma ($Sy l$): 0.2967

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

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1195, es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	16.4	0.0370	0.0204	0.0211	0.0166
2	20.4	0.0741	0.0960	0.0976	0.0219
3	21.5	0.1111	0.1300	0.1317	0.0189
4	21.8	0.1481	0.1402	0.1419	0.0080
5	21.9	0.1852	0.1437	0.1454	0.0415
6	23.0	0.2222	0.1847	0.1864	0.0375
7	25.1	0.2593	0.2739	0.2753	0.0146
8	25.5	0.2963	0.2921	0.2934	0.0042

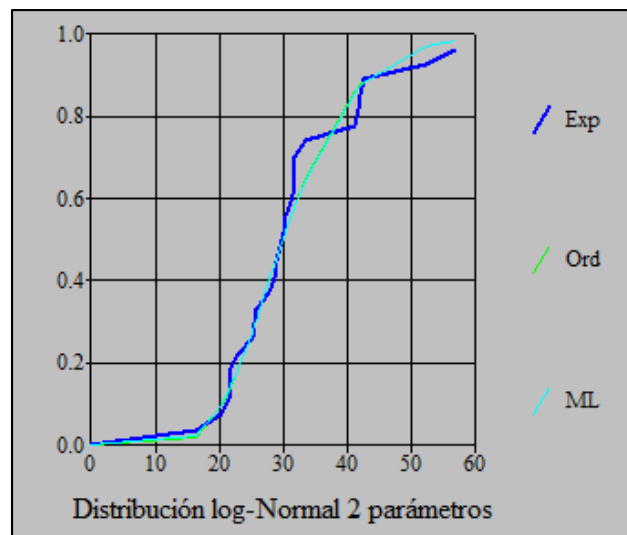
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

10:22 p.m. 13/06/2021

Fuente: Hidroesta.

Figura 92

Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 2 parámetros estación San Rafael



Fuente: Hidroesta

Figura 93

Ajuste de datos a la distribución Log-normal 3 parámetros estación San Rafael

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

N°	X
1	16.4
2	20.4
3	21.5
4	21.8
5	21.9
6	23.0
7	25.1
8	25.5
9	25.7
10	27.9
11	28.6
12	28.8
13	29.6
14	29.9

Sm

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	16.4	0.0370	-2.1682	0.0151	0.0220
2	20.4	0.0741	-1.3486	0.0887	0.0147
3	21.5	0.1111	-1.1568	0.1237	0.0126
4	21.8	0.1481	-1.1065	0.1342	0.0139
5	21.9	0.1852	-1.0899	0.1379	0.0473
6	23.0	0.2222	-0.9132	0.1806	0.0417
7	25.1	0.2593	-0.6016	0.2737	0.0145
8	25.5	0.2963	-0.5457	0.2926	0.0037

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

Parámetros distribución log-normal:
 De posición (x₀): 3.2954
 De escala (μy): 3.2777
 De forma (Sy): 0.325

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1114, es menor que el delta tabular 0.2657. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

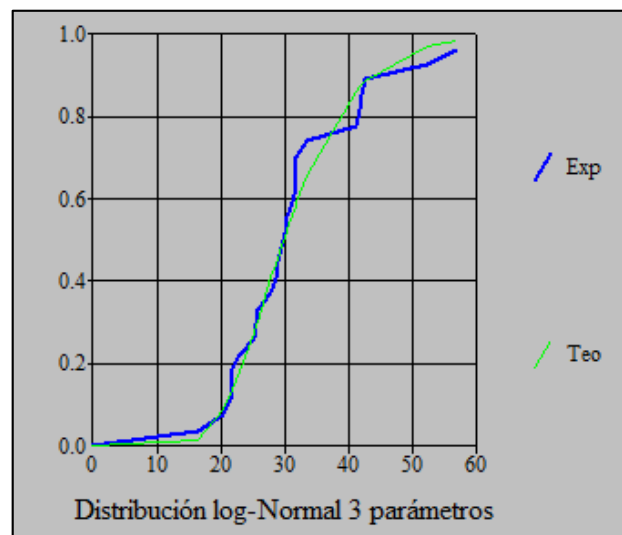
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

10:22 p.m. 13/06/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 94

Gráfico del ajuste a la distribución Log-normal 3 parámetros estación San Rafael



Fuente. Hidroesta

Figura 95

Ajuste de datos a la distribución gamma 2 parámetros estación San Rafael

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

N°	X
1	16.4
2	20.4
3	21.5
4	21.8
5	21.9
6	23.0
7	25.1
8	25.5
9	25.7
10	27.9
11	28.6
12	28.8
13	29.6
14	29.9

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

Parámetros distribución Gamma 2 par:
 Con momentos ordinarios:
 De forma (gamma): 11.8511
 De escala (beta): 2.6388
 Con momentos lineales:
 De forma (gamma): 5.5082
 De escala (beta): 5.6775

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	16.4	0.0370	0.0284	0.1114	0.0087
2	20.4	0.0741	0.1015	0.2151	0.0275
3	21.5	0.1111	0.1326	0.2479	0.0214
4	21.8	0.1481	0.1418	0.2571	0.0063
5	21.9	0.1852	0.1450	0.2601	0.0402
6	23.0	0.2222	0.1822	0.2946	0.0400
7	25.1	0.2593	0.2638	0.3621	0.0046
8	25.5	0.2963	0.2807	0.3751	0.0156

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1380, es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

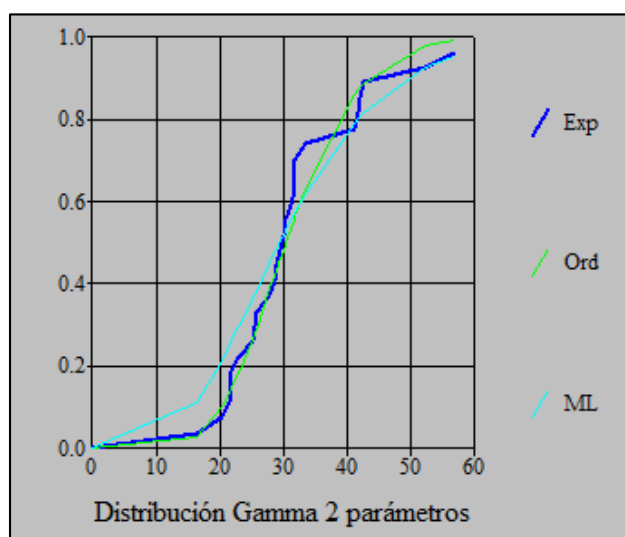
Archivos y resultados:
 Crear | Accesar | Excel | Reporte

10:23 p.m. 13/06/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 96

Gráfico del ajuste a la distribución gamma 2 parámetros estación San Rafael



Fuente: Hidroesta

Figura 97

Ajuste de datos a la distribución gamma 3 parámetros estación San Rafael

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

N°	X
1	16.4
2	20.4
3	21.5
4	21.8
5	21.9
6	23.0
7	25.1
8	25.5
9	25.7
10	27.9
11	28.6
12	28.8
13	29.6
14	29.9

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	16.4	0.0370	0.0125	0.0007	0.0246
2	20.4	0.0741	0.0997	0.0887	0.0257
3	21.5	0.1111	0.1387	0.1337	0.0275
4	21.8	0.1481	0.1502	0.1469	0.0020
5	21.9	0.1852	0.1541	0.1514	0.0311
6	23.0	0.2222	0.1992	0.2026	0.0230
7	25.1	0.2593	0.2933	0.3058	0.0340
8	25.5	0.2963	0.3118	0.3256	0.0155

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

Parámetros distribución Gamma 3 par:
Momentos ordinarios:
 De posición (x0): 12.649
 De forma (gamma): 3.6794
 De escala (beta): 5.0617
Momentos lineales:
 De posición (x0l): 15.9047
 De forma (gamma): 2.3967
 De escala (beta): 6.4122

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.10958, es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%

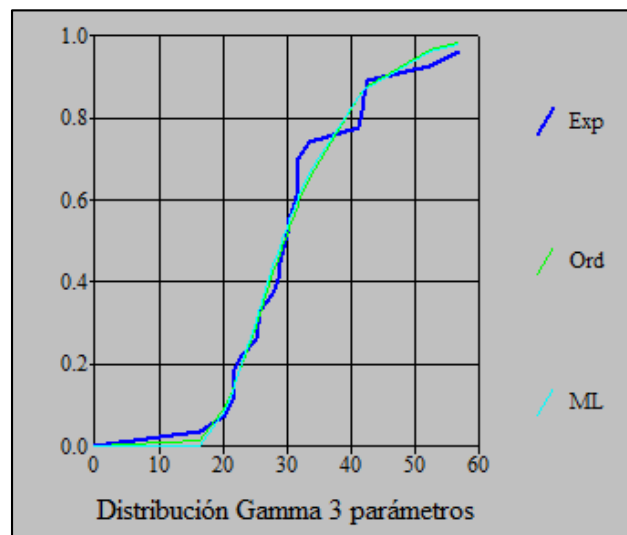
Archivos y resultados:
 Crear | Accesar | Excel | Reporte

10:23 p.m. 13/06/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 98

Gráfico del ajuste a la distribución gamma 3 parámetros estación San Rafael



Fuente. Hidroesta

Figura 99

Ajuste de datos a la distribución Log-Pearson tipo III estación San Rafael

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

N°	X
1	16.4
2	20.4
3	21.5
4	21.8
5	21.9
6	23.0
7	25.1
8	25.5
9	25.7
10	27.9
11	28.6
12	28.8
13	29.6
14	29.9

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	16.4	0.0370	0.0122	0.0102	0.0248
2	20.4	0.0741	0.0885	0.0881	0.0144
3	21.5	0.1111	0.1259	0.1270	0.0148
4	21.8	0.1481	0.1372	0.1388	0.0110
5	21.9	0.1852	0.1410	0.1428	0.0441
6	23.0	0.2222	0.1865	0.1901	0.0357
7	25.1	0.2593	0.2844	0.2907	0.0251
8	25.5	0.2963	0.3040	0.3107	0.0077

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

Parámetros distribución LogPearson3:
Momentos ordinarios:
 De posición (x0): 1.4263
 De forma (gamma): 44.8641
 De escala (beta): 0.044
Momentos lineales:
 De posición (x0): 1.919
 De forma (gamma): 24.6583
 De escala (beta): 0.0601

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.10113, es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

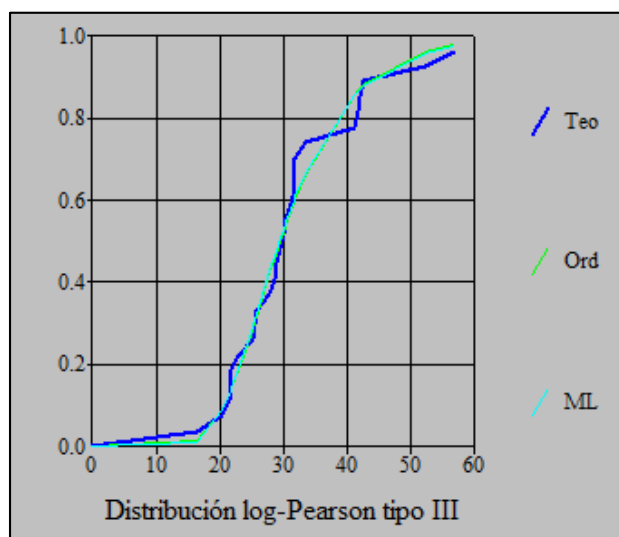
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

10:24 p.m. 13/06/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 100

Gráfico del ajuste a la distribución Log-Pearson tipo III estación San Rafael



Fuente: Hidroesta

Figura 101

Ajuste de datos a la distribución Gumbel estación San Rafael

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

N°	X
1	16.4
2	20.4
3	21.5
4	21.8
5	21.9
6	23.0
7	25.1
8	25.5
9	25.7
10	27.9
11	28.6
12	28.8
13	29.6
14	29.9

Parámetros distribución Gumbel:
Con momentos ordinarios:
 De posición (μ): 26.9034
 De escala (alfa): 7.5703
Con momentos lineales:
 De posición (μ_l): 26.8445
 De escala (alfa): 7.6723

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

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1073, es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	16.4	0.0370	0.0182	0.0202	0.0188
2	20.4	0.0741	0.0943	0.0986	0.0203
3	21.5	0.1111	0.1298	0.1344	0.0187
4	21.8	0.1481	0.1405	0.1452	0.0076
5	21.9	0.1852	0.1442	0.1488	0.0410
6	23.0	0.2222	0.1874	0.1919	0.0349
7	25.1	0.2593	0.2811	0.2850	0.0219
8	25.5	0.2963	0.3001	0.3038	0.0038

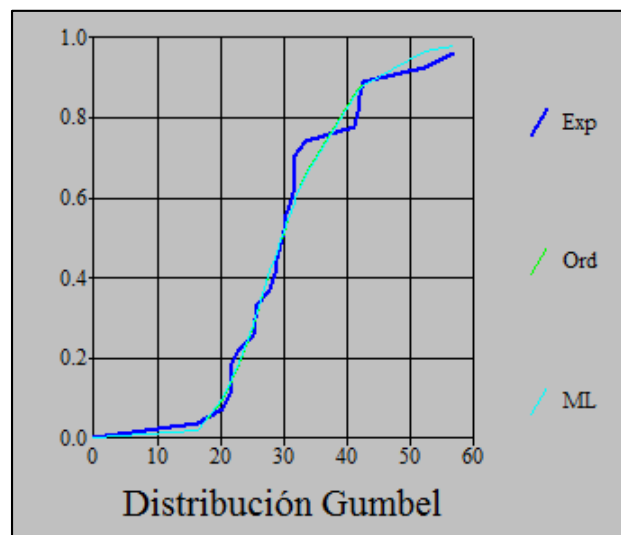
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

10:24 p.m. 13/06/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 102

Gráfico del ajuste a la distribución Gumbel estación San Rafael



Fuente: Hidroesta

Figura 103

Ajuste de datos a la distribución Log Gumbel estación San Rafael

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

N°	X
1	16.4
2	20.4
3	21.5
4	21.8
5	21.9
6	23.0
7	25.1
8	25.5
9	25.7
10	27.9
11	28.6
12	28.8
13	29.6
14	29.9

Parámetros distribución logGumbel:
Con momentos ordinarios:
 De posición (μ): 3.2674
 De escala (alfa): 0.2297
Con momentos lineales:
 De posición (μ_l): 3.2606
 De escala (alfa): 0.2415

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

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.0954, es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%

Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

10:24 p.m. 13/06/2021

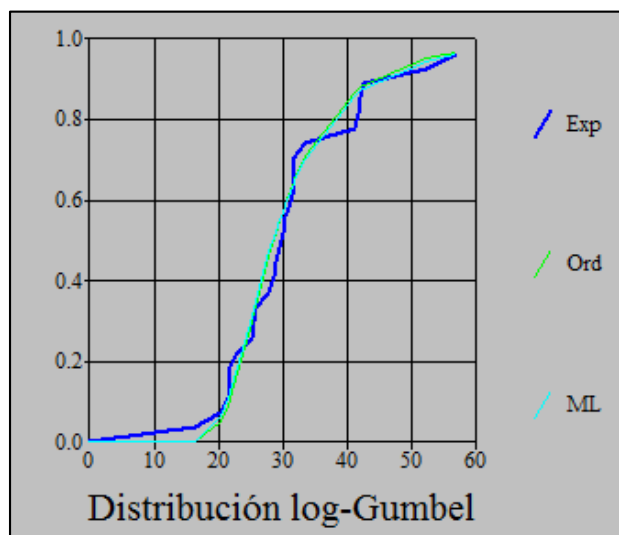
m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	16.4	0.0370	0.0004	0.0011	0.0366
2	20.4	0.0741	0.0502	0.0634	0.0239
3	21.5	0.1111	0.0925	0.1087	0.0187
4	21.8	0.1481	0.1063	0.1230	0.0419
5	21.9	0.1852	0.1111	0.1280	0.0741
6	23.0	0.2222	0.1694	0.1867	0.0528
7	25.1	0.2593	0.2971	0.3107	0.0378
8	25.5	0.2963	0.3221	0.3346	0.0258

Calcular Graficar Limpiar Imprimir Menú Principal

Fuente: Hidroesta

Figura 104

Gráfico del ajuste a la distribución Log Gumbel estación San Rafael



Fuente. Hidroesta

Figura 105

Ajuste de datos a la distribución normal estación Yanahuanca

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

N°	X
1	18.2
2	19.2
3	19.2
4	20.7
5	22.2
6	22.5
7	23.2
8	23.3
9	23.4
10	28.0
11	28.3
12	30.0
13	30.7
14	31.3

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

Parámetros distribución normal:
Con momentos ordinarios:
De localización (X̄): 27.3476
De escala (S): 5.8545
Con momentos lineales:
Media lineal (X̄_L): 27.3476
Des. Estandar (S_L): 6.0238

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
Como el delta teórico 0.1590, es menor que el delta tabular 0.2968. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(Z)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	18.2	0.0455	0.0591	0.0644	0.0136
2	19.2	0.0909	0.0820	0.0881	0.0089
3	19.2	0.1364	0.0820	0.0881	0.0544
4	20.7	0.1818	0.1281	0.1349	0.0537
5	22.2	0.2273	0.1896	0.1964	0.0376
6	22.5	0.2727	0.2038	0.2105	0.0689
7	23.2	0.3182	0.2393	0.2456	0.0788
8	23.3	0.3636	0.2447	0.2508	0.1190

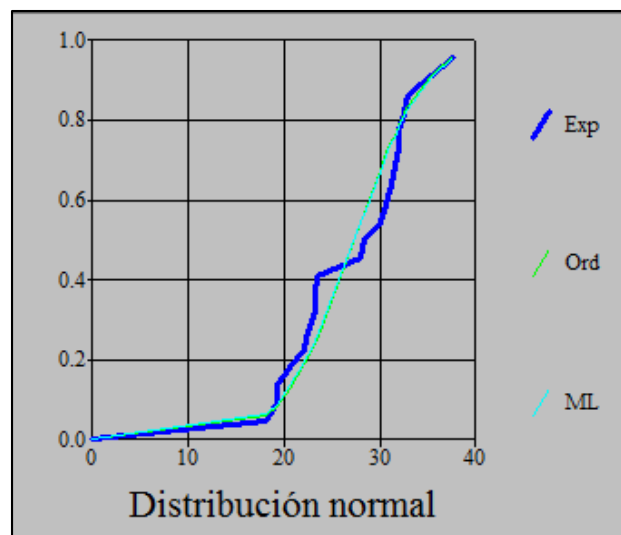
Archivos y resultados:

12:25 p.m. 11/10/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 106

Gráfico del ajuste a la distribución normal estación Yanahuanca



Fuente: Hidroesta

Figura 107

Ajuste de datos a la distribución log-normal 2 parámetros estación Yanahuanca

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

N°	X
1	18.2
2	19.2
3	19.2
4	20.7
5	22.2
6	22.5
7	23.2
8	23.3
9	23.4
10	28.0
11	28.3
12	30.0
13	30.7
14	31.3

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	18.2	0.0455	0.0418	0.0456	0.0037
2	19.2	0.0909	0.0682	0.0729	0.0227
3	19.2	0.1364	0.0682	0.0729	0.0682
4	20.7	0.1818	0.1249	0.1306	0.0569
5	22.2	0.2273	0.2017	0.2072	0.0256
6	22.5	0.2727	0.2191	0.2245	0.0536
7	23.2	0.3182	0.2619	0.2668	0.0562
8	23.3	0.3636	0.2683	0.2731	0.0954

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

Parámetros distribución log-normal:
 Con momentos ordinarios:
 De escala (μy): 3.2857
 De forma (Sy): 0.2221
 Con momentos lineales:
 De escala (μyl): 3.2857
 De forma (Syl): 0.2275

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1530, es menor que el delta tabular 0.2968. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

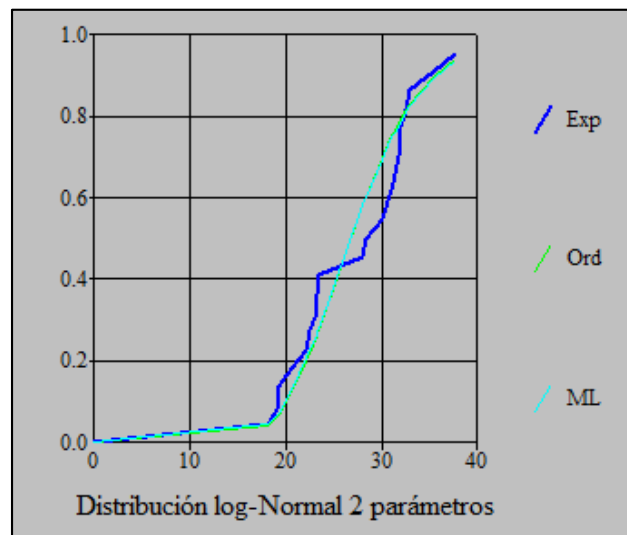
Archivos y resultados:
 Crear | Accesar | Excel | Reporte

12:25 p.m. 11/10/2021

Fuente: Hidroesta

Figura 108

Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 2 parámetros estación Yanahuanca



Fuente: Hidroesta

Figura 109

Gráfico del ajuste de datos a la distribución gamma 2 parámetros estación Yanahuanca

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

N°	X
1	18.2
2	19.2
3	19.2
4	20.7
5	22.2
6	22.5
7	23.2
8	23.3
9	23.4
10	28.0
11	28.3
12	30.0
13	30.7
14	31.3

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

Parámetros distribución Gamma 2 par:
Con momentos ordinarios:
 De forma (gamma): 22.0003
 De escala (beta): 1.2431
Con momentos lineales:
 De forma (gamma): 10.539
 De escala (beta): 2.5949

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	18.2	0.0455	0.0431	0.1288	0.0023
2	19.2	0.0909	0.0676	0.1639	0.0233
3	19.2	0.1364	0.0676	0.1639	0.0687
4	20.7	0.1818	0.1199	0.2240	0.0620
5	22.2	0.2273	0.1913	0.2913	0.0359
6	22.5	0.2727	0.2078	0.3054	0.0649
7	23.2	0.3182	0.2486	0.3389	0.0696
8	23.3	0.3636	0.2547	0.3437	0.1089

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.1501, es menor que el delta tabular 0.2968. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

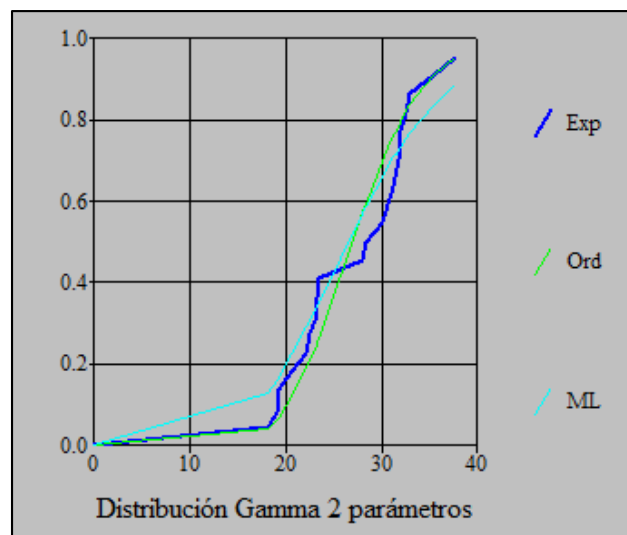
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

12:26 p.m. 11/10/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 110

Gráfico del ajuste a la distribución gamma 2 parámetros estación Yanahuanca



Fuente. Hidroesta

Figura 111

Gráfico del ajuste a la distribución log-normal 2 parámetros estación Yanahuanca
Ajuste de datos a la distribución Gumbel estación Yanahuanca

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

N°	X
1	18.2
2	19.2
3	19.2
4	20.7
5	22.2
6	22.5
7	23.2
8	23.3
9	23.4
10	28.0
11	28.3
12	30.0
13	30.7
14	31.3

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

Parámetros distribución Gumbel:
Con momentos ordinarios:
De posición (μ): 24.7128
De escala (alfa): 4.5648
Con momentos lineales:
De posición (μ): 24.5175
De escala (alfa): 4.9031

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
Como el delta teórico 0.1850, es menor que el delta tabular 0.2968. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

m	X	P(Q)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	18.2	0.0455	0.0155	0.0266	0.0299
2	19.2	0.0909	0.0352	0.0519	0.0557
3	19.2	0.1364	0.0352	0.0519	0.1011
4	20.7	0.1818	0.0899	0.1132	0.0919
5	22.2	0.2273	0.1766	0.2010	0.0507
6	22.5	0.2727	0.1972	0.2211	0.0756
7	23.2	0.3182	0.2483	0.2703	0.0698
8	23.3	0.3636	0.2560	0.2775	0.1077

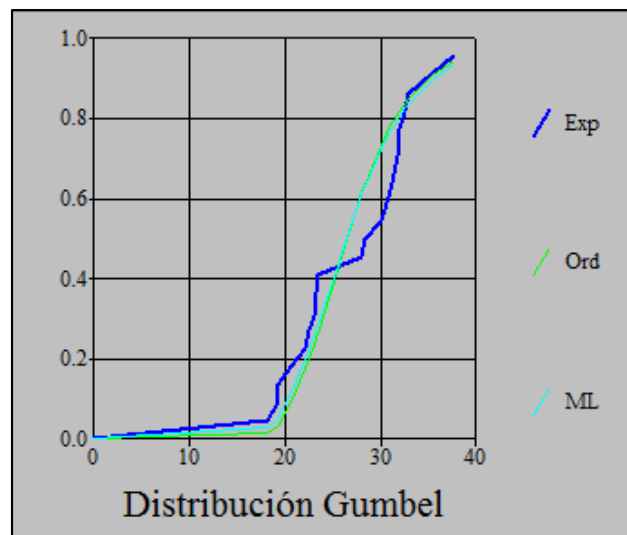
Archivos y resultados:
Calcular | Graficar | Limpiar | Imprimir | Menú Principal | Crear | Accesar | Excel | Reporte

12:27 p.m. 11/10/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 112

Gráfico del ajuste a la distribución Gumbel estación Yanahuanca



Fuente. Hidroesta

Figura 113

Ajuste de datos a la distribución Log Gumbel estación Yanahuanca

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

N°	X
1	18.2
2	19.2
3	19.2
4	20.7
5	22.2
6	22.5
7	23.2
8	23.3
9	23.4
10	28.0
11	28.3
12	30.0
13	30.7
14	31.3

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	18.2	0.0455	0.0057	0.0114	0.0397
2	19.2	0.0909	0.0225	0.0350	0.0684
3	19.2	0.1364	0.0225	0.0350	0.1138
4	20.7	0.1818	0.0858	0.1072	0.0961
5	22.2	0.2273	0.1940	0.2165	0.0333
6	22.5	0.2727	0.2192	0.2409	0.0535
7	23.2	0.3182	0.2804	0.2993	0.0378
8	23.3	0.3636	0.2893	0.3078	0.0744

Parámetros distribución logGumbel:
Con momentos ordinarios:
 De posición (μ): 3.1858
 De escala (alfa): 0.1732
Con momentos lineales:
 De posición (μ): 3.1789
 De escala (alfa): 0.1852

Tipo de ajuste:
☒ Parámetros ordinarios
☐ Momentos lineales

Nivel significación:
☐ 0.20
☐ 0.10
☒ 0.05
☐ 0.01

Ajuste con momentos ordinarios:
 Como el delta teórico 0.2041, es menor que el delta tabular 0.2968. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%

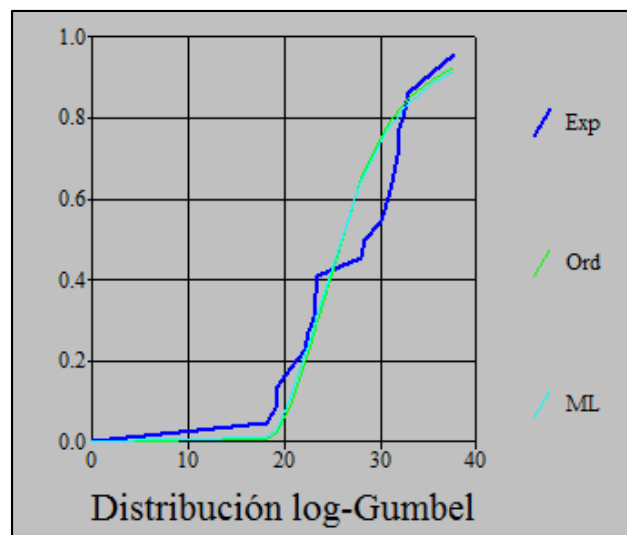
Archivos y resultados:
 Crear Accesar Excel Reporte

12:27 p.m. 11/10/2021

Fuente. Hidroesta

Figura 114

Gráfico del ajuste a la distribución Log Gumbel estación Yanahuanca



Fuente. Hidroesta

Prueba de bondad Kolmogorov Smirnov. Se entiende por bondad de ajuste, la asimilación de datos observados de una variable, a una función matemática previamente establecida y reconocida. A través de ésta es posible interpolar y extrapolar información; en otras palabras, predecir el comportamiento de la variable en estudio (Pizarro et al, 1986). Para la estimación de la bondad de ajuste, existen variadas pruebas, las

cuales poseen distinto grado de efectividad. En el presente documento se entrega el test de Kolmogorov-Smirnov.

Para la aplicación del test señalado, es necesario determinar la frecuencia observada acumulada. Para la frecuencia observada en el caso especial de Gumbel, se ordena la información de menor a mayor y se aplica: Con la aplicación de las funciones de densidad de probabilidad a los datos de precipitaciones de las estaciones que inciden en el proyecto, se procede a escoger la función de distribución de probabilidad que mejor se ajuste a los datos de la estación utilizando el método de Kolmogorov – Smirnov. En la tabla se muestra el resumen del test de Kolmogorov – Smirnov de cada estación.

Tabla 61

Teórico de las distribuciones estación Cerro de Pasco

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOV-KOLGOMOROV								
Δ TABU LAR	ΔTEÓRICO DE LAS DISTRIBUCIONES							
	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION
	NORMA L	NORMA L	NORMA L	NORMA L	NORMA L	NORMA L	NORMA L	NORMA L
	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM
	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM	LOGNORM
0.29	0.1235	0.0945	0.069	0.1056	0.0698	0.06547	0.0702	0.0584
MIN Δ	0.0584							
	DISTRIBUCION LOG GUMBEL							

Tabla 62

Precipitación máxima para varios períodos de retorno estación Cerro de Pasco

Periodo de Retorno (Años)	PrecMax24 horas (mm)	Prec.Max con Factor Corrección
2	27.08	30.6004
5	31.41	35.4933
10	34.64	39.1432
25	39.21	44.3073
50	42.98	48.5674
100	47.08	53.2004
200	51.56	58.2628
500	58.13	65.6869
1000	63.64	71.9132

Tabla 63

Teórico de las distribuciones estación Huánuco

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOV-KOLGOMOROV								
ATEÓRICO DE LAS DISTRIBUCIONES								
Δ TABULAR	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION
	LOGNORMAL	LOGNORMAL	LOGNORMAL	GAMMA 2	GAMMA 3	PEARSON	GUMBEL	GUMBEL
	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS
	AL	TRO S	TRO S	TRO S	TRO S	TIPO III	EL	EL
0.236	0.0832	0.0811	0.107	0.076	0.09379	0.09928	0.0983	0.1426
MIN Δ	0.076							
DISTRIBUCION GAMMA 2 PARÁMETROS								

Tabla 64

Precipitación máxima para varios períodos de retorno estación Huánuco

Periodo de Retorno (Años)	PrecMax24 horas (mm)	Prec.Max con Factor Corrección
2	25.19	28.4647
5	31	35.03
10	34.36	38.8268
25	38.2	43.166
50	40.81	46.1153
100	43.26	48.8838
200	45.57	51.4941
500	48.45	54.7485
1000	50.5	57.065

Tabla 65

Teórico de las distribuciones estación San Rafael

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOV-KOLGOMOROV								
ATEÓRICO DE LAS DISTRIBUCIONES								
Δ TABULAR	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION	DISTRIBUCION
	LOGNORMAL	LOGNORMAL	LOGNORMAL	GAMMA 2	GAMMA 3	PEARSON	GUMBEL	GUMBEL
	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS	PARAMETROS
	AL	TRO S	TRO S	TRO S	TRO S	TIPO III	EL	EL
0.266	0.178	0.1195	0.1114	0.138	0.10958	0.10113	0.1073	0.0954
MIN Δ	0.0954							
DISTRIBUCION LOG GUMBEL								

Tabla 66

Precipitación máxima para varios períodos de retorno estación San Rafael

Periodo de Retorno (Años)	PrecMax24 horas (mm)	Prec.Max con Factor Corrección
2	28.55	32.2615
5	37.04	41.8552
10	44.01	49.7313
25	54.72	61.8336
50	64.32	72.6816
100	75.51	85.3263
200	88.59	100.1067
500	109.39	123.6107
1000	128.28	144.9564

Tabla 67

Teórico de las distribuciones estación Yanahuanca

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE SMIRNOV-KOLGOMOROV								
ATEÓRICO DE LAS DISTRIBUCIONES								
Δ	TABULAR	DISTRIBUCION LOGNORMAL	DISTRIBUCION LOGNORMAL 2	DISTRIBUCION GAMMA 2	DISTRIBUCION GAMMA 3	DISTRIBUCION LOG PEARSON III	DISTRIBUCION GUMBEL	DISTRIBUCION GUMBEL
		AL	PARÁMETROS	PARÁMETROS	PARÁMETROS	PARÁMETROS	TIPO	
0.296	0.159	0.153	NO SE AJUSTA	0.1501	NO SE AJUSTA	NO SE AJUSTA	0.185	0.2041
MIN Δ	0.1501							
DISTRIBUCION GAMMA 2 PARÁMETROS								

Tabla 68

Precipitación máxima para varios períodos de retorno estación Yanahuanca

Periodo de Retorno (Años)	PrecMax24 horas (mm)	Prec.Max con Factor Corrección
2	26.93	30.4309
5	32.1	36.273
10	35.03	39.5839
25	38.35	43.3355
50	40.6	45.878
100	42.69	48.2397
200	44.66	50.4658
500	47.1	53.223
1000	48.83	55.1779

Construcción de curvas IDF. Las curvas IDF son curvas que relacionan la intensidad de la lluvia con su duración y su frecuencia. Son parte fundamental en el diseño hidrológico para el cálculo posterior de caudales máximos de diseño. Ya que permiten determinar la tormenta de diseño.

Las curvas IDF se representan mediante ecuaciones, la fórmula más usada es la empírica, su formulación se dio en los EEUU y relaciona la intensidad con la duración y el periodo de retorno, como se muestra a continuación:

$$I = \frac{K * T^a}{D^b}$$

Donde:

I : Intensidad máxima en mm/hora

a, b y k : Parámetros

D : Duración de la precipitación en minutos

T Periodo de retorno

Los parámetros a , b y K se obtienen aplicando una regresión múltiple.

Por otro lado, para determinar las curvas IDF se presentan en la práctica dos situaciones:

Si se cuenta con información pluviográfica, que describe con precisión la distribución temporal de la precipitación en la zona de estudio, en ese caso se utiliza el siguiente método:

Este método relaciona simultáneamente las tres variables en una familia de curvas cuya ecuación es:

Si se toman logarítmicos se obtendría una ecuación que al reemplazarla por nuevas variables se obtendría una ecuación lineal de la forma:

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2$$

Donde:

$$y = \log i$$

$$a_0 = \log k, a_1 = m, x_1 = \log T, a_2 = -n, x_2 = \log (d + c)$$

La otra situación es cuando solo se posee información pluviométrica. Con datos de precipitaciones máximas en 24 horas. Para estos casos contamos con dos criterios de desarrollo:

Criterio de Grobe, conocido también como Dick y Peschke.

Criterio de Frederick Bell.

Criterio de Grobe o Dick y Peschke. Este método nos permite a partir de datos de precipitación máximas en 24 horas, medidas en pluviómetros, generar las curvas de Intensidad – Duración – Periodo de Retorno (IDTr)

$$P_D = \frac{D^{\frac{1}{0.25}}}{P_{24h}} (mm.)^{1440}$$

Donde:

P_d = Precipitación máxima de duración D , en el intervalo $15 \text{ min} < D$

$< 1440 \text{ min}$

D = Duración de la lluvia en minutos

P_{24h} = Precipitación máxima en 24 horas, en mm.

Si la duración fuese $D > 24 \text{ horas}$ (1440 min), lo cual son necesarias para cuencas con áreas muy grandes, P_D , se calcula con la siguiente ecuación empírica:

I : Intensidad máxima en mm/hora

a , b y k : Parámetros

D : Duración de la precipitación en minutos

T : Periodo de retorno

A partir de los datos de precipitación máxima en 24 horas, descomponemos esta para diferentes duraciones (240, 180, 120, 60, etc). Luego se transforma la lluvia a intensidades en mm/hr; finalmente ordenamos las $I_{\max}$ y calculamos los periodos de retorno con la fórmula de weibull.

$$Tr = \frac{n + 1}{m}$$

n : número de datos de la muestra

m : número de orden en una lista ordenada de mayor a menor.

Reordenamos los datos de las triadas de datos: $I_{\max}$, T y D en forma adecuada. Calculamos los parámetros K , a y b de la correlación potencial multiple.

$$Imáx = K * Ta * D^{-b}$$

Aplicamos el Logaritmo a la igualdad

$$\text{Log}(Imáx) = \text{Log}(K) + a\text{Log}(T) - b\text{Log}(D)$$

Realizamos los siguientes cambios de variables:

$$y = \log(Imáx)$$

$$a_1 = a$$

$$a_2 = -b$$

$$a_0 = \log K$$

$$x_1 = \log (T)$$

$$x_2 = \log (D)$$

Esta estimación se puede hacer con ayuda de herramientas Excel, mediante análisis de datos, o mediante las siguientes formulas:

$$\sum y = a_0 n + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2$$

$$\sum x_1 y = a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_1 x_2$$

$$\sum x_2 y = a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1 x_2 + a_2 \sum x_2^2$$

Con los valores obtenidos se calcula I_{max} para diferentes Tr.

Las curvas IDF son las que expresan gráficamente la Intensidad, Duración y Frecuencia de una precipitación ocurrida en una cuenca hidrográfica mediante una relación matemática del tipo empírica. Trabaja mediante periodos de retorno o probabilidad de ocurrencia, cuyos valores son adquiridos por la inversa del valor de la frecuencia acumulada o por condiciones del proyecto u obra que lo convenga. Tienen aplicación en numerosas obras de construcción civil, mayormente en obras hidráulicas o drenajes, también son usadas en ingeniería agrícola. Siempre se deben tener en cuenta para realizar un buen dimensionamiento de sistemas o estructuras, por ejemplo, el buen dimensionamiento hidráulico de sistemas de drenaje en carreteras

mejorará la calidad y la vida útil de la carretera, también cuenta para el drenaje urbano, drenaje de aeropuertos, etc. Las curvas IDF relacionan todas las características importantes de eventos extremos de precipitación, que frecuentemente son tomados como variables de diseño.

En otros términos, podemos expresar a las curvas IDF como aquellas curvas que expresan la intensidad de precipitación en una cuenca teniendo en cuenta y como función su duración y su probabilidad de que pueda exceder dicho evento extremo.

Para la obtención de las curvas IDF, se trabajó en encontrar la Ecuación de Intensidades para las dos cuencas que estamos estudiando, en tal sentido tenemos que decir que para tal fin nos hemos apoyado del uso del software HldroCalc y verificado mediante hojas de Cálculo en Excel; las ecuaciones obtenidas describen el comportamiento de las Intensidades en función del periodo de retorno y duración de tormentas para cada Cuenca.

Con ayuda de las herramientas que nos ofrece Excel podemos realizar el análisis de regresión múltiple que nos permite determinar las ecuaciones de intensidad mostradas en el acápite anterior.

Tabla 69

Datos de la curva IDF subcuenca 01

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	INTENSIDADES PARA DIFERENTE DURACIÓN EN MINUTOS							
	10	20	30	45	60	90	120	150
2	19.539	13.460	10.823	8.703	7.455	5.995	5.136	4.555
5	22.546	15.531	12.488	10.042	8.603	6.917	5.926	5.256
10	25.124	17.307	13.916	11.190	9.586	7.708	6.604	5.857
25	28.990	19.970	16.058	12.912	11.061	8.895	7.620	6.758
50	32.305	22.253	17.894	14.389	12.326	9.912	8.491	7.531
100	35.999	24.798	19.940	16.034	13.736	11.045	9.462	8.392
200	40.115	27.634	22.220	17.867	15.306	12.308	10.544	9.352
500	46.288	31.886	25.639	20.617	17.662	14.202	12.166	10.791
1000	51.581	35.532	28.571	22.974	19.681	15.826	13.558	12.025

Ecuación de Intensidad:

$$I = 60.480 * T^{0.1562}$$

$$D^{0.5377}$$

Figura 115

Gráfico de curvas IDF subcuenca 01

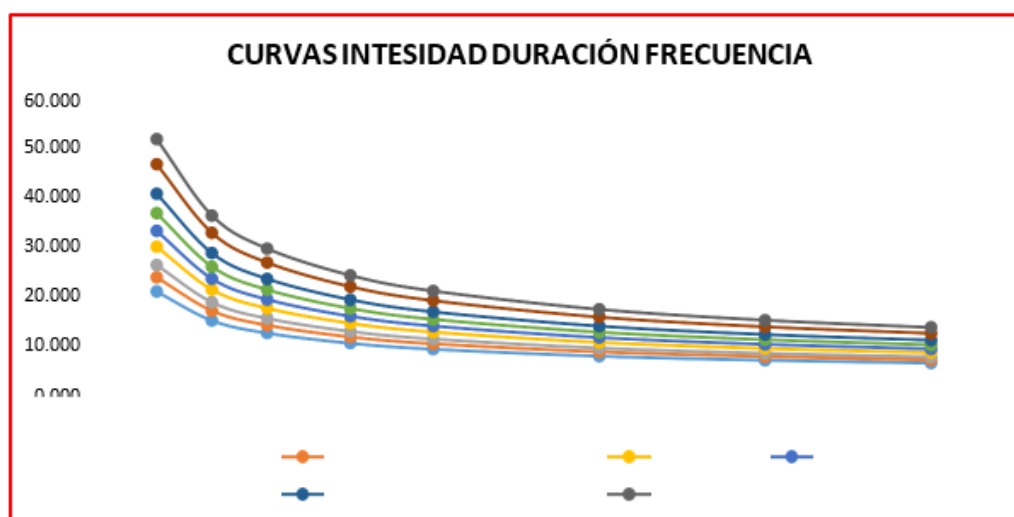


Tabla 70

Datos de la curva IDF subcuenca 02

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	INTENSIDADES PARA DIFERENTE DURACIÓN EN MINUTOS							
	10	20	30	45	60	90	120	150
2	20.071	13.826	11.118	8.940	7.658	6.158	5.276	4.679
5	23.528	16.207	13.032	10.479	8.977	7.219	6.184	5.485
10	26.533	18.277	14.697	11.818	10.124	8.141	6.974	6.185
25	31.102	21.425	17.228	13.853	11.867	9.543	8.175	7.251
50	35.075	24.161	19.428	15.622	13.383	10.761	9.219	8.177
100	39.554	27.247	21.910	17.618	15.093	12.136	10.397	9.221
200	44.606	30.727	24.708	19.868	17.020	13.686	11.724	10.399
500	52.288	36.019	28.963	23.289	19.951	16.043	13.744	12.190
1000	58.967	40.619	32.662	26.264	22.500	18.092	15.499	13.746

Ecuación de Intensidad:

$$I = \frac{61.390 * T^{0.1734}}{D^{0.5377}}$$

Figura 116

Gráfico de curvas IDF Subcuenca 02

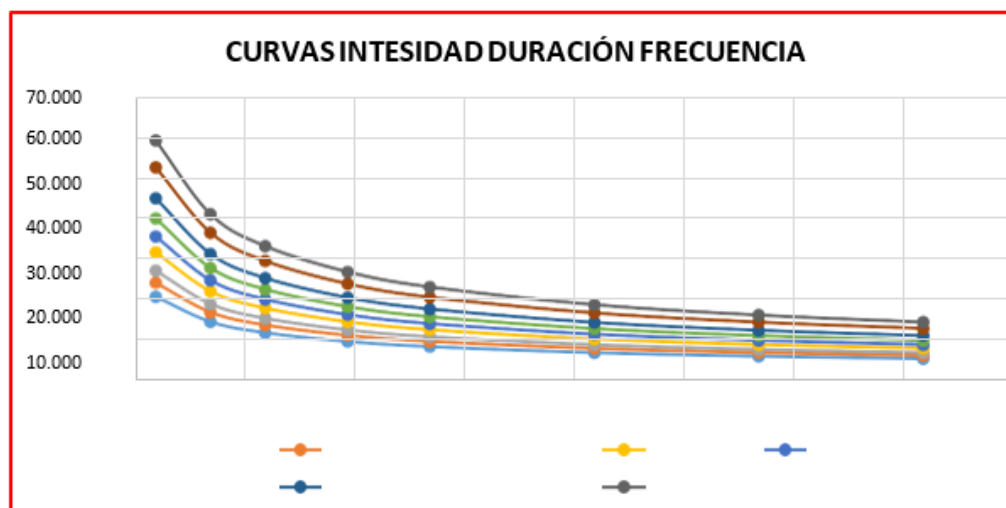


Tabla 71

Datos de la curva IDF subcuenca 03

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	INTENSIDADES PARA DIFERENTE DURACIÓN EN MINUTOS							
	10	20	30	45	60	90	120	150
2	20.319	13.997	11.255	9.050	7.753	6.234	5.341	4.737
5	24.390	16.801	13.510	10.863	9.306	7.483	6.411	5.686
10	28.003	19.290	15.511	12.473	10.685	8.592	7.360	6.528
25	33.614	23.155	18.619	14.972	12.826	10.313	8.835	7.836
50	38.594	26.586	21.378	17.190	14.726	11.841	10.144	8.997
100	44.311	30.524	24.545	19.736	16.908	13.595	11.647	10.330
200	50.876	35.046	28.181	22.660	19.412	15.610	13.372	11.860
500	61.070	42.068	33.827	27.200	23.302	18.737	16.052	14.237
1000	70.117	48.300	38.838	31.230	26.754	21.513	18.430	16.346

Ecuación de Intensidad:

$$I = \frac{61.042 * T^{0.1993}}{D^{0.5377}}$$

Figura 117

Gráfico de curvas IDF subcuena 03

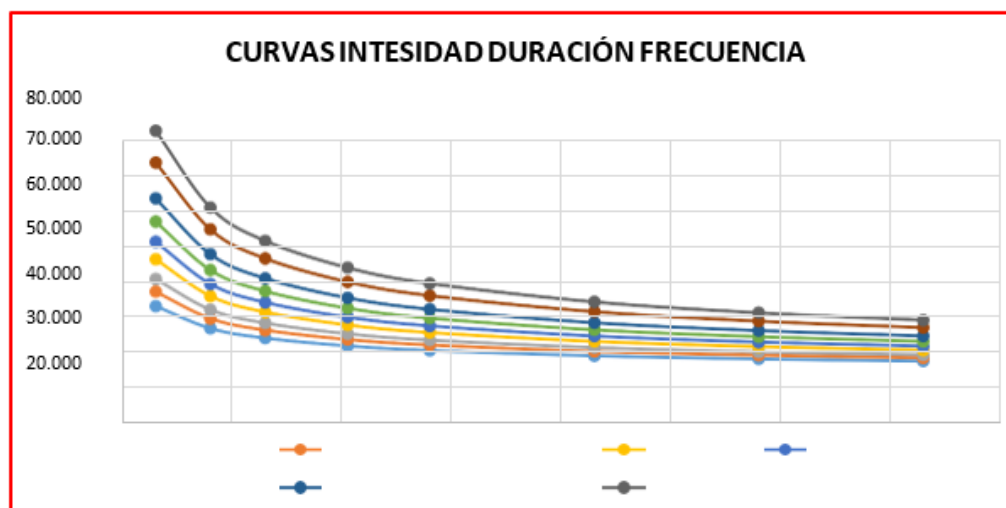


Tabla 72

Datos de la curva IDF subcuena 04

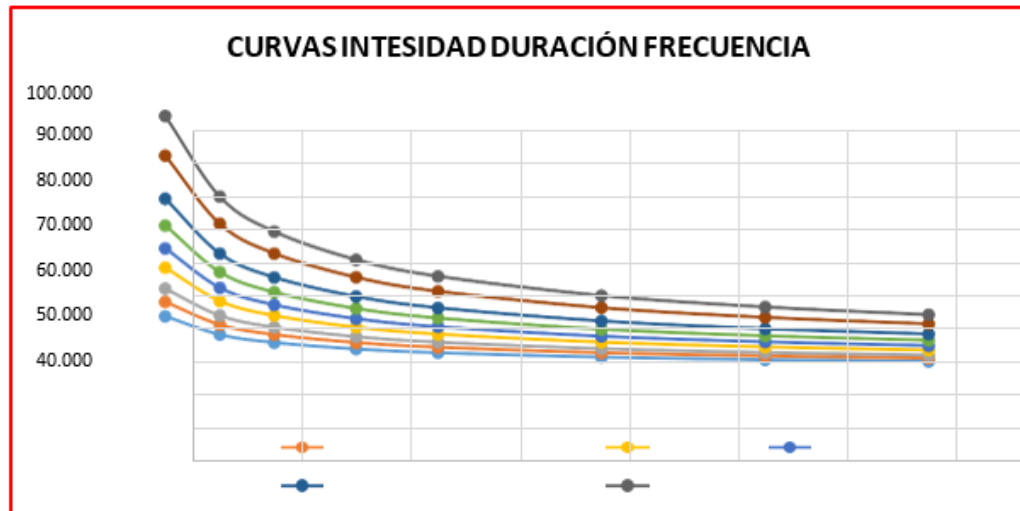
PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	INTENSIDADES PARA DIFERENTE DURACIÓN EN MINUTOS							
	10	20	30	45	60	90	120	150
2	20.740	14.287	11.488	9.238	7.914	6.363	5.451	4.835
5	25.806	17.777	14.294	11.494	9.847	7.918	6.783	6.016
10	30.446	20.973	16.864	13.561	11.617	9.341	8.002	7.098
25	37.883	26.096	20.984	16.873	14.455	11.623	9.957	8.831
50	44.693	30.787	24.756	19.906	17.053	13.713	11.747	10.419
100	52.728	36.322	29.207	23.485	20.119	16.178	13.859	12.292
200	62.208	42.852	34.458	27.707	23.736	19.086	16.351	14.502
500	77.404	53.320	42.875	34.476	29.535	23.749	20.345	18.045
1000	91.320	62.906	50.583	40.674	34.844	28.018	24.003	21.289

Ecuación de Intensidad:

$$I = \frac{60.636 * T^{0.2385}}{D^{0.5377}}$$

Figura 118

Gráfico de curvas IDF subcuenca 04



Construcción de hietogramas. Los hietogramas son gráficos en los cuales se expresa la precipitación en intervalos de tiempo. Los hietogramas son característicos y representan a una determinada tormenta. Representa la intensidad de lluvia durante todo su tiempo de duración y su uso también radica en los softwares que requieren como sucede o evoluciona la lluvia durante todo su tiempo de duración. Existen una gran variedad de metodologías para poder obtener los hietogramas de diseño, sin embargo, uno de los más usados es la metodología de los bloques alternos.

Para poder obtener el hietograma de diseño haremos uso de las curvas IDF obtenidas con anterioridad. Vamos a representar la distribución de la precipitación en diferentes intervalos de tiempo y distintos tiempos de retorno. Es importante mencionar que para poder obtener el hietograma de diseño es necesario contar con el tiempo de concentración de la cuenca en estudio que para poder obtener el hietograma de diseño es necesario contar con el tiempo de concentración de la cuenca en estudio. Para determinar el tiempo de concentración podemos hacer uso de varias fórmulas, sin embargo, muchas de ellas dependen de las condiciones climatológicas en las que se encuentra la cuenca, es por ello que debemos tener sumo cuidado con la fórmula o método que decidamos trabajar. Con el tiempo de

concentración calculado y las curvas IDF listas, pasaremos a realizar los siguientes pasos para poder obtener el hietograma de diseño mediante los bloques alternos:

Primero tenemos que dividir el tiempo de diseño o tiempo de concentración de la cuenca en intervalos de tiempo semejantes. Luego, debemos seleccionar la curva IDF con la que trabajaremos, es decir, se debe contar con la curva IDF según sea el tiempo de retorno requerido.

De la curva IDF que hemos seleccionado, debemos encontrar el valor de la intensidad de precipitación según sea el intervalo de tiempo que hemos obtenido en el primer paso, esto lo haremos hasta lograr obtener la duración total de la precipitación.

Luego pasaremos a calcular la cantidad total de precipitación ocurrida en cada intervalo de tiempo, esto lo haremos con la simple multiplicación de la intensidad por la duración que tiene cada intervalo, es importante mencionar que el intervalo debe estar en horas, puesto que la intensidad de lluvia está expresa en mm/hr. Con los valores obtenidos de precipitación, el siguiente paso es restar cada valor consecutivo según sea el resultado.

Para finalizar y obtener el hietograma de diseño tenemos que volver a ordenar los resultados obtenidos, pero para esto debemos tener en cuenta que el máximo valor obtenido será el valor central del hietograma, y luego, con los valores restantes, iremos alternándolos uno a uno, lado por lado, y de forma ascendente.

El gráfico obtenido se conoce como Hietograma de diseño por bloques alternos, y es de gran utilidad para softwares que realizan modelamientos hidrológicos.

Se determinó los hietogramas para las cuencas en estudio (12 subcuencas), para periodos de retorno de 100, 200 y 500 años.

Tabla 73

Generación de hietogramas para $tr=85$ años subcuena 01

MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACIÓN	INTENSIDAD	Profundidad de Precipitación Acumulada	Profundidad de Precipitación Incremental	TIEMPO	PRECIPITACIÓN
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
30	19.44	9.72	9.72	0 - 30	1.34
60	13.39	13.39	3.67	30 - 60	1.52
90	10.77	16.15	2.76	60 - 90	1.80
120	9.22	18.45	2.30	90 - 120	2.30
150	8.18	20.45	2.00	120 - 150	3.67
180	7.42	22.25	1.80	150 - 180	9.72
210	6.83	23.90	1.64	180 - 210	2.76
240	6.35	25.42	1.52	210 - 240	2.00
270	5.96	26.84	1.42	240 - 270	1.64
300	5.64	28.18	1.34	270 - 300	1.42

Figura 119

Datos de generación de hietogramas para $tr=85$ años subcuena 01

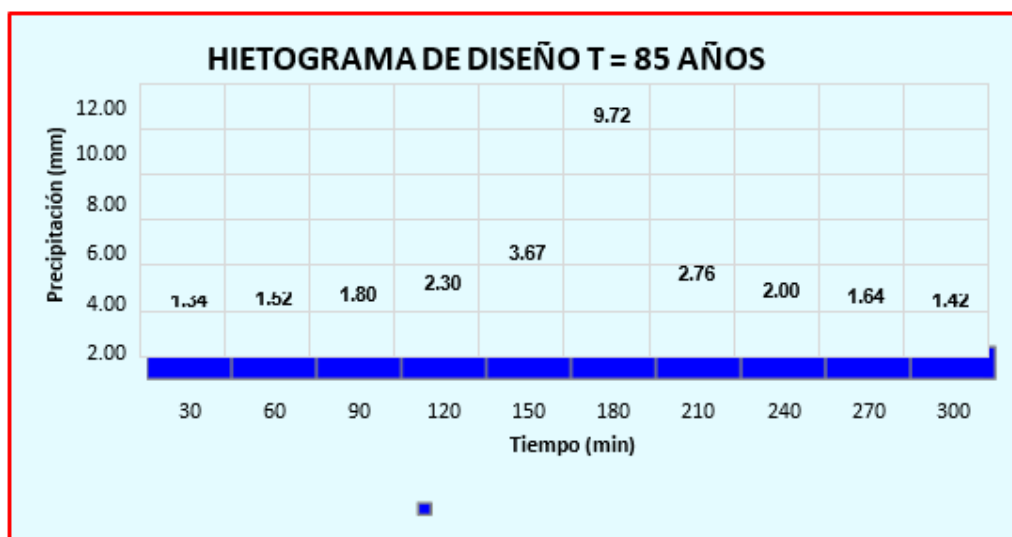


Tabla 74

Generación de hietogramas para $tr=50$ años subcuena 01

MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACIÓN	INTENSIDAD	Profundidad de Precipitación Acumulada	Profundidad de Precipitación Incremental	TIEMPO	PRECIPITACIÓN
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
30	17.89	8.95	8.95	0 - 30	1.23

60	12.33	12.33	3.38	30 - 60	1.40
90	9.91	14.87	2.54	60 - 90	1.66
120	8.49	16.98	2.11	90 - 120	2.11
150	7.53	18.83	1.85	120 - 150	3.38
180	6.83	20.48	1.66	150 - 180	8.95
210	6.28	22.00	1.51	180 - 210	2.54
240	5.85	23.40	1.40	210 - 240	1.85
270	5.49	24.71	1.31	240 - 270	1.51
300	5.19	25.94	1.23	270 - 300	1.31

Figura 120

Generación de hietogramas para tr=50 años subcuenca 01

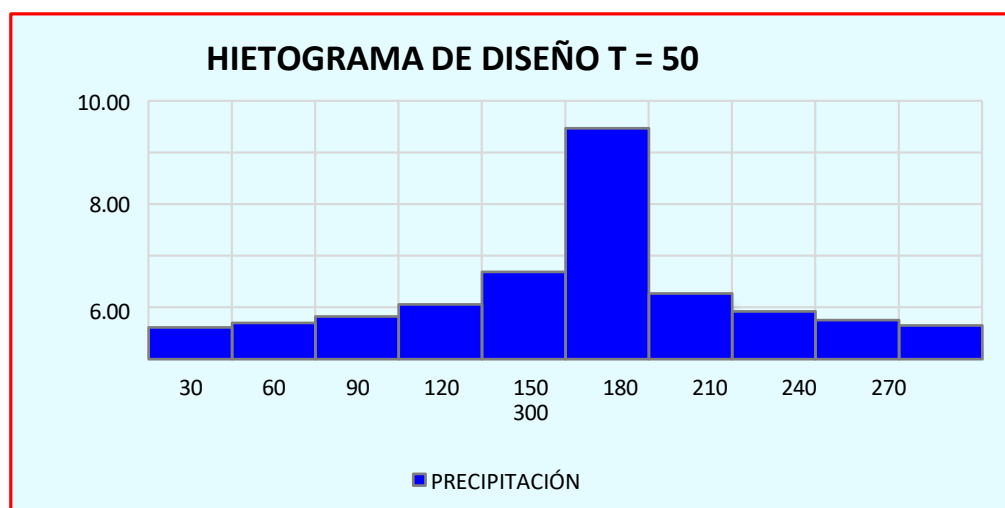


Tabla 75

Generación de hietogramas para tr = 25años subcuenca 01

MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACIÓN	INTENSIDAD	Profundidad de Precipitación Acumulada	Profundidad de Precipitación Incremental	TIEMPO	PRECIPITACIÓN
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
30	16.06	8.03	8.03	0 - 30	1.11
60	11.06	11.06	3.03	30 - 60	1.26
90	8.89	13.34	2.28	60 - 90	1.49
120	7.62	15.24	1.90	90 - 120	1.90
150	6.76	16.90	1.66	120 - 150	3.03
180	6.13	18.38	1.49	150 - 180	8.03
210	5.64	19.74	1.36	180 - 210	2.28
240	5.25	21.00	1.26	210 - 240	1.66
270	4.93	22.17	1.17	240 - 270	1.36
300	4.66	23.28	1.11	270 - 300	1.17

Figura 121

Generación de hietogramas de diseño $T_r = 50$ años

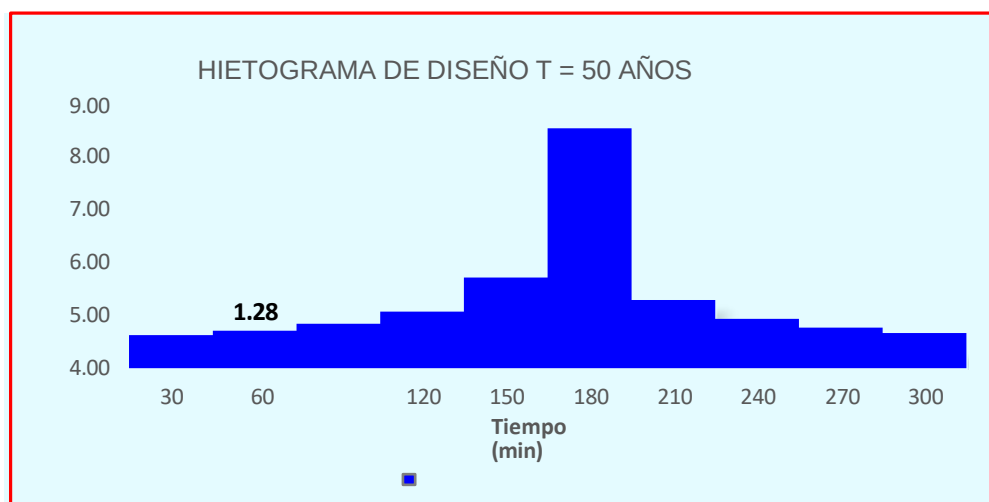


Tabla 76

Generación de hietogramas para $t_r = 25$ años subcuenca 13

MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACIÓN	INTENSIDAD	Profundidad de Precipitación Acumulada	Profundidad de Precipitación Incremental	TIEMPO	PRECIPITACIÓN
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
30	14.96	7.48	7.48	0 - 30	1.03
60	10.31	10.31	2.83	30 - 60	1.17
90	8.29	12.43	2.12	60 - 90	1.38
120	7.10	14.20	1.77	90 - 120	1.77
150	6.30	15.74	1.54	120 - 150	2.83
180	5.71	17.13	1.38	150 - 180	7.48
210	5.26	18.39	1.27	180 - 210	2.12
240	4.89	19.57	1.17	210 - 240	1.54
270	4.59	20.66	1.09	240 - 270	1.27
300	4.34	21.69	1.03	270 - 300	1.09

Diseño hidrológico y análisis de máximas avenidas. El escurrimiento superficial o descargas en los cauces, dependen de las variaciones temporales y espaciales que se presentan en los fenómenos hidrológicos; principalmente las descargas se ven reflejadas en la variación de la precipitación, ya que es el elemento básico que origina el escurrimiento dentro de la cuenca.

En el caso de nuestro país, la variación de los procesos hidrológicos está influenciada por factores como la cordillera de los Andes, la corriente de Humboldt y la corriente del Niño.

La descarga máxima que se da en una cuenca se puede aproximar mediante diversos métodos.

El objetivo que se persigue es estimar el caudal máximo para diferentes periodos de retorno o intervalos de recurrencia. Generalmente se estima para 5, 10, 25, 50, 140, 200 y 500 años. Para ello principalmente se requiere de series de descargas máximas diarias y series de precipitaciones máximas en 24 horas y los datos geomorfológicos de la cuenca. Como no contamos con Datos hidrométricos recurrimos a los modelos hidrológicos lluvia – escorrentía.

Diseño hidrológico. Cuando hablamos de diseño hidrológico nos referimos al proceso de evaluación del impacto de los eventos hidrológicos en una estructura hidráulica, como un dique, una defensa ribereña, una alcantarilla, etc.

Análisis de máximas avenidas – caudales máximos. Estimar los caudales de máximas avenidas es fundamental para el diseño y operación de proyectos hidráulicos en la ingeniería, tanto para el uso, como para el control de los recursos hídricos.

Los métodos para el cálculo de caudales máximos se pueden dividir en:

Métodos utilizados. Los métodos empíricos son válidos para dar un primer valor, una referencia. En ese sentido se debe tener en cuenta la orden de magnitud de los resultados.

Los métodos estadísticos son utilizados cuando la cantidad y calidad de los datos lo permiten, pero siempre deben contrastarse con los métodos hidrológicos.

El método racional es utilizado para pequeñas cuencas donde el tiempo de concentración no sea considerable. Se estima que el método racional brinda buenas aproximaciones para cuencas menores a 10 Km² de superficie.

El hidrograma unitario se aplica para cuencas medianas, como regla práctica se puede aplicar a cuencas de hasta 3000 Km².

En cuencas grandes es necesario incluir el efecto de laminación y transmisión por lo que se recurren a modelos hidrológicos más robustos.

4.2.4.14 Método del hidrograma unitario. Para el presente estudio se utilizó este método, apoyándonos de herramientas de modelación de probada eficacia como lo es el HEC- HMS.

Se denomina Hidrograma Unitario a aquel hidrograma que resulta del escurrimiento de un volumen unitario, que puede ser 1 mm, 1 cm, 1 pulgada. En la práctica se conocen varios tipos de hidrograma unitario: SNYDER, CLARK, SCS, entre otros. En el presente trabajo se dan los fundamentos del hidrograma SCS (Soil Conservation Service USA, actualmente NRCS), por ser el más difundido en los estudios hidrológicos. Se lo emplea para el análisis de cuencas hidrográficas pequeñas y grandes. La generación del hidrograma real se la logra a partir del hidrograma unitario en correlación con los datos específicos de lluvias efectivas.

La secuencia de cálculos es al siguiente:

Elaboración del hidrograma unitario

Determinación de la precipitación efectiva

Elaboración del hidrograma efectivo

Determinación del caudal máximo

Elaboración del hidrograma efectivo. Con los datos de las relaciones de las coordenadas del hidrograma unitario T/T_p y Q/Q_p y con los valores obtenidos de T_p y Q_p se elabora el hidrograma efectivo.

Luego, multiplicando los valores de los caudales del hidrograma unitario efectivo Q (m^3

$/s/mm$) por la escurrentía efectiva Q_e (mm), se obtiene el hidrograma para la lluvia dada.

Elaboración del hidrograma efectivo. Con los datos de las relaciones de las coordenadas del hidrograma unitario T/T_p y Q/Q_p y con los valores obtenidos de T_p y Q_p se

elabora el hidrograma efectivo. Luego, multiplicando los valores de los caudales del hidrograma unitario efectivo Q ($m^3 /s/mm$) por la escurrentía efectiva Q_e (mm), se obtiene el hidrograma para la lluvia dada.

Determinación del caudal máximo. Se lo determina con la ayuda del hidrograma de la lluvia dada. Estos caudales se emplean para el diseño de la obra hidráulica correspondiente, como son: alcantarillas, aliviaderos en presas, defensas ribereñas, Defensa Ribereñas y obras de drenaje en general.

Número de curva. También llamado número adimensional de curva o curva de número que corresponde al área específica en estudio, valor que debe ser obtenido mediante

procesos de calibración o como alternativa en base al tipo de suelo y el uso de la tierra que han sido tabulados por el Soil Conservation Service, la cual se definen cuatro grupos:

GRUPO A

Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados

GRUPO B

Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa

GRUPO C

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

GRUPO D

Suelos que se expresan significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Para la generación del número de curva que está presente en el área de estudio, se determinó las capacidades de usos de suelos que esta presentaba y el tipo de cubierta vegetal que tiene.

Tabla 77

Números CN para diferentes combinaciones suelo-vegetación

so del suelo y cubierta	Tratamiento o método	Condición para la filtración	Grupo hidrología del suelo			
			A	B	C	D
Barbecho Cultivo en hileras	SR		77	86	91	94
	SR	mala	72	81	88	91
	SR	buena	67	78	85	89
	C	mala	70	79	84	88
	C	buena	65	75	82	86
	C Y T	mala	66	74	80	82
	C Y T	buena	62	71	78	81
Granos pequeños	SR	mala	65	76	84	88
	SR	buena	3	75	83	87
	C	mala	63	74	82	85
	C	buena	61	73	81	84
	C Y T	mala	61	72	79	82
	C Y T	buena	59	70	78	81
Legumbres tupidas o rotación de pradera	SR	mala	66	77	85	89
	SR	buena	58	72	81	85
	C	mala	64	75	83	85
	C	buena	55	69	78	83
	C Y T	mala	63	73	80	83
	C Y T	buena	51	67	76	80
		mala	68	79	86	89

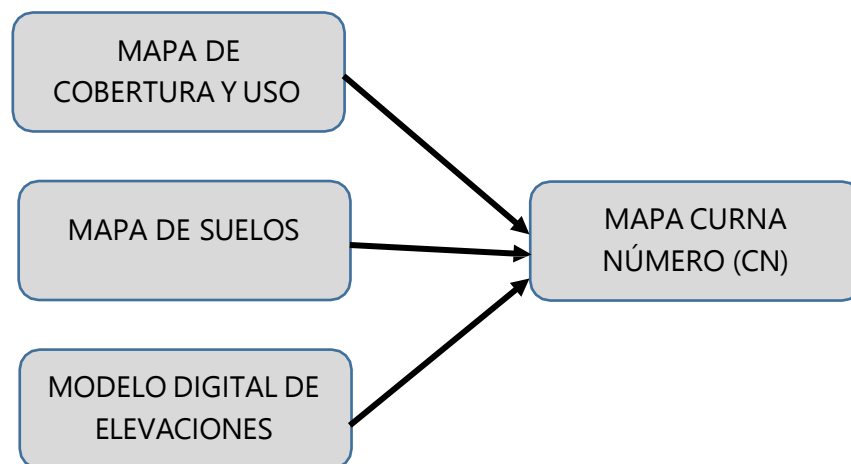
Pradera o pastizal		regular	49	69	79	84
		buena	39	61	74	80
	C	mala	47	67	81	88
	C	regular	25	59	75	83
	C	buena	6	35	70	79
Pradera permeable bosques (lotes de bosque)			30	58	71	78
		mala	45	66	77	83
		regular	36	60	73	79
		buena	25	55	70	77
Cascos rachos Caminos revestidos Pavimientos			59	74	82	86
			72	82	87	89
			74	84	90	92

Fuente: Ven te Chow, 1994.

Para determinar el parámetro Número de Curva de la Cuenca nos hemos valido de la metodología propuesta por el SNIRH (Sistema Nacional de Información de recursos Hídricos) de la Autoridad Nacional del Agua, a través de su Documento Técnico Generación del Mapa Temático de Curva Número (CN), esta metodología se apoya del uso de herramientas SIG.

Figura 122

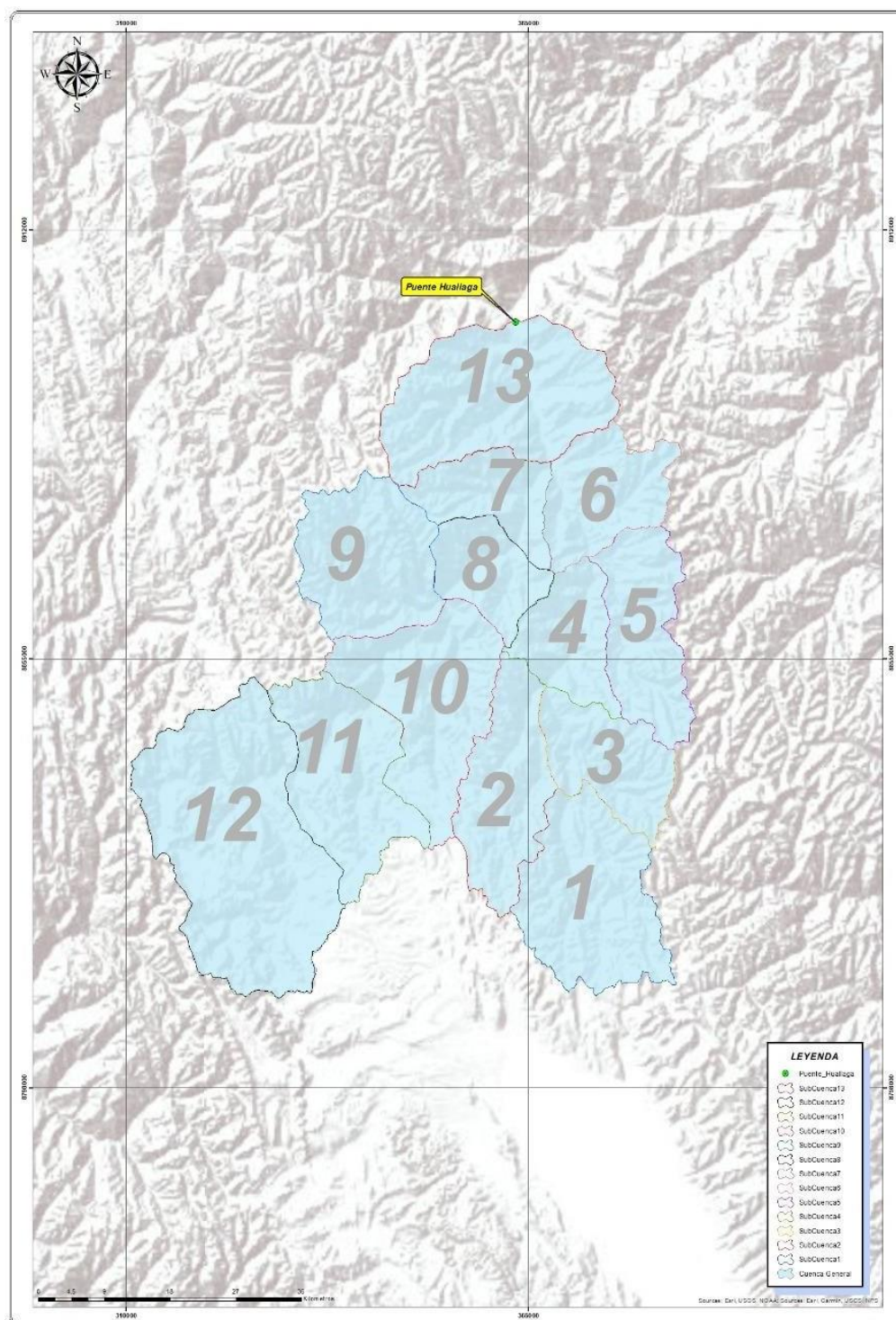
Metodología propuesta para determinar curva número



Fuente. SNIRH, ANA.

Figura 123

Número de curva de la defensa ribereña sobre el río Huallaga



Fuente: ArcGis 10.5

La modelación hidrológica. La modelación hidrológica es una herramienta de gran importancia para el estudio de avenidas que se ha extendido por todo el mundo, fundamentalmente en países desarrollados. En la actualidad, con el empleo de estos modelos, se

realiza el análisis y la prevención de las inundaciones; además, es posible manejar hipótesis suficientemente realistas o previsibles que ofrezcan un cierto grado de confianza para la toma de decisiones, ya sea en la ordenación del territorio en torno a los ríos o para exigir criterios de diseño de obras e infraestructuras capaces de soportar y funcionar adecuadamente en situaciones de emergencia. Incluso, alertar a los servicios de contención civil y establecer protocolos de actuación ante posibles situaciones de peligro por intensas lluvias. (Dueñas,1997).

Son varios los modelos hidrológicos que existen en la actualidad y todos presentan ventajas y fortalezas, como también sus desventajas. Para el presente estudio se utilizó la Modelación Hidrológica del Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU. (HEC-HMS por sus siglas en inglés, ya que es un software computacional de probada eficacia y además de uso libre, con amplia utilización nacional e internacional en la estimación de máximas avenidas, el cual provee una variedad de opciones para simular procesos de precipitación - escurrimiento y tránsito de caudales.

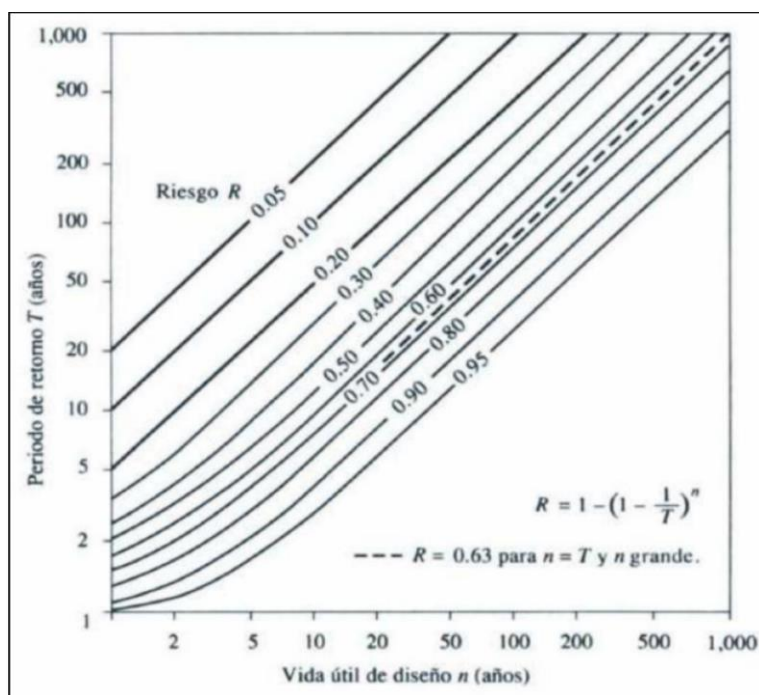
El periodo de retorno para la estimación de nuestros caudales máximos. Ya vimos cual es el concepto de periodo de retorno en el capítulo 3. Ahora toca ver y determinar para que periodos de retorno se evaluará y estimará nuestros caudales de máximas avenidas.

Para poder determinar nuestro periodo de retorno óptimo de acuerdo a las características de la estructura planteada, se manejar dos términos que son: el riesgo de falla y la vida útil de la obra.

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

Figura 124

Riesgo en función de vida útil y periodo de retorno



Fuente. Ven te Chow, 1994.

Tabla 78

Valores de periodo de retorno “t” años

	RIESGO ADMISIBLE					VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)					
R	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200	
0.01	100	199	299	498	995	1990	24388	4975	9950	19900	
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900	
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900	
0.1	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899	
0.2	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897	
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695	
0.5	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289	
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144	
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44	

Fuente: Ven te Chow, 1994

A partir de los valores presentados en la tabla N°122, en el Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje del M.T.C que recomienda utilizar como máximo los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

Tabla 79

Valores máximos recomendados para riesgo admisible

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

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC, 2012

De acuerdo a la información mostrada en la tabla anterior lo que nos brinda el manual son valores recomendados respecto a las obras de drenaje proyectadas; sin embargo, teniendo en cuenta las consideraciones observadas en campo y las coordinaciones con los demás especialistas de la ejecución se considera que para las estructuras de protección planteadas en la margen izquierda del Huallaga y Huancachupa se tiene una Vida Útil, $n = 30$ años; Riego Admisible, $R = 30\%$ (0.30) y por ende se obtiene un Periodo de Retorno, $T = 85$ años para el análisis de Máximas Avenidas.

Debemos indicar también que existe una directiva ANA, específicamente se trata del Reglamento para la Delimitación Y mantenimiento de Fajas Marginales en Cursos Fluviales y Cuerpos Naturales y Artificiales, En el artículo 9, inciso 9.2 indica:

La determinación de los caudales máximos se establece en base a los siguientes criterios:

En cauces naturales de agua colindantes a terrenos agrícolas; periodo de retorno de 50 (cincuenta) años. En cauces naturales de agua colindantes a asentamientos poblacionales: periodos de retorno de 100 (cien) años. En ese sentido, de acuerdo a las consideraciones observadas en la visita en campo de la zona de estudio contrastadas con los cálculos se asume trabajar con periodos de retorno de 85 años.

Modelación con Hec-hms. Este modelo en realidad es un compilado de varios modelos, utiliza varios métodos de precipitación-escurrentía para estimar los hidrogramas de escurrentía directa generados por las precipitaciones en una cuenca o región durante un período especificado. Es un programa muy flexible que permite al usuario la selección de diferentes métodos para el cálculo de pérdidas, hidrogramas, flujo base y propagación en cauces. Posibilita realizar simulaciones de los procesos hidrológicos a nivel de eventos o en forma continua. Los primeros simulan el comportamiento de un sistema hídrico durante un evento de precipitación. La simulación continua puede comprender un período de tiempo con varios de estos eventos. (Estrada, 2012).

Estos sistemas facilitan el tratamiento de la información hidrológica gracias a que incluyen procedimientos diseñados para realizar la captura, almacenamiento, manipulación, análisis, modelación y presentación de datos georreferenciados. Con ayuda de los SIG la modelación hidrológica acelera su desarrollo y aplicación pudiendo actuar a modo de plataforma para la experimentación rápida de nuevas ideas y conceptos, a la vez que sus resultados pueden ser incorporados al proceso de toma de decisiones y en la ordenación del territorio.

4.3. EL MODELO HEC-HMS

HEC-HMS es un programa que calcula el hidrograma producido por una cuenca si le facilitamos datos de la cuenca y datos de precipitaciones.

Las diversas fases del trabajo del programa pueden esquematizarse así.

4.3.1. COMPONENTES DE UN PROYECTO EN HEC-HMS

Para comenzar a utilizar HMS debemos abrir un nuevo Proyecto. Dentro del Proyecto se guardan todo tipo de datos de la cuenca, de las precipitaciones, etc.

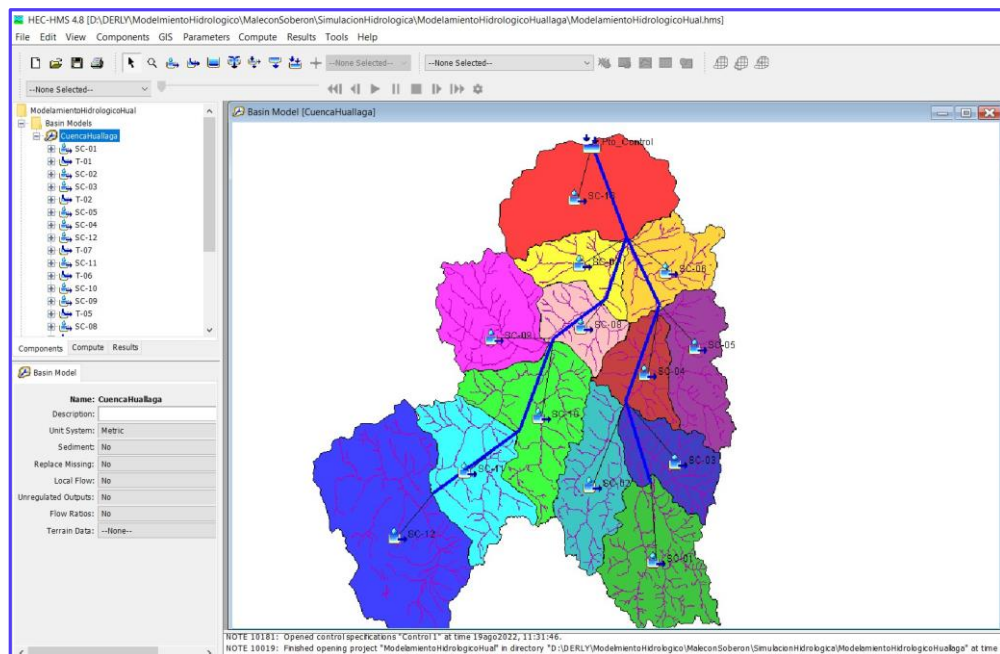
4.3.2. EL MODELO DE LA CUENCA (BASIN MODEL)

Aquí informamos al programa de las distintas subcuencas y sus características.

Un Proyecto muy sencillo puede tener una sola subcuenca. Un Proyecto complejo constará de varias subcuencas, embalses, uniones Y bifurcaciones.

Figura 125

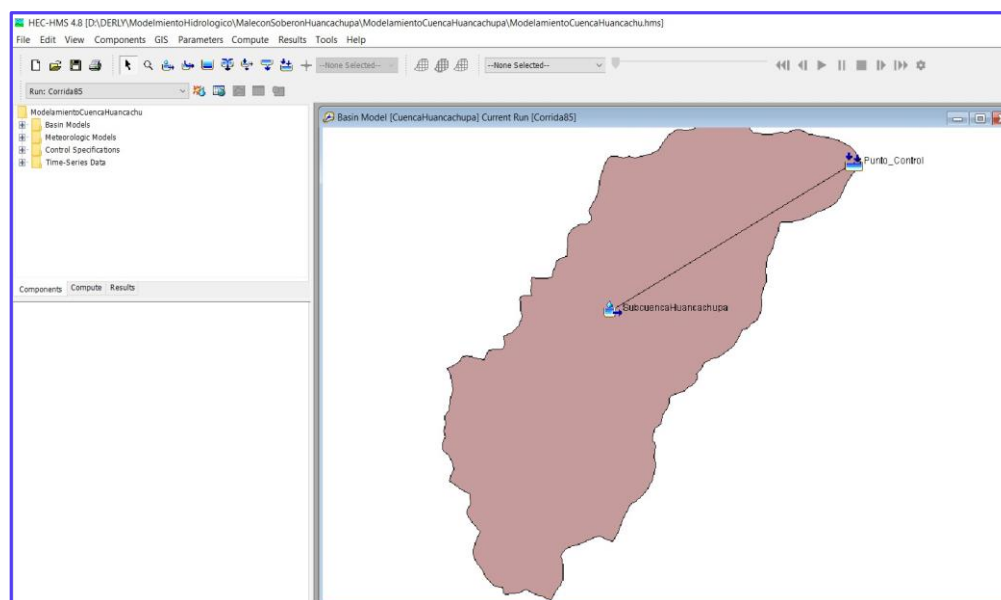
Modelo de la cuenca Huallaga hasta el punto de control



El modelo de la cuenca primero parte de generar la cuenca y sus subcuencas tributarias en SIG, estas son exportadas al HEC-HMS; en la cual se ingresan las subcuencas, tramos de río, punto de descarga, etc. Para nuestra cuenca general hemos determinado 13 Subcuencas tributarias que permitirán un mejor análisis de los fenómenos de escorrentía.

Figura 126

Modelo de la cuenca Huancachupa hasta el punto de control



Para el modelamiento de la cuenca Huancachupa solo se considera una subcuenca, ya que es una cuenca pequeña.

4.3.3. EL MODELO METEOROLÓGICO (METEOROLOGIC MODEL)

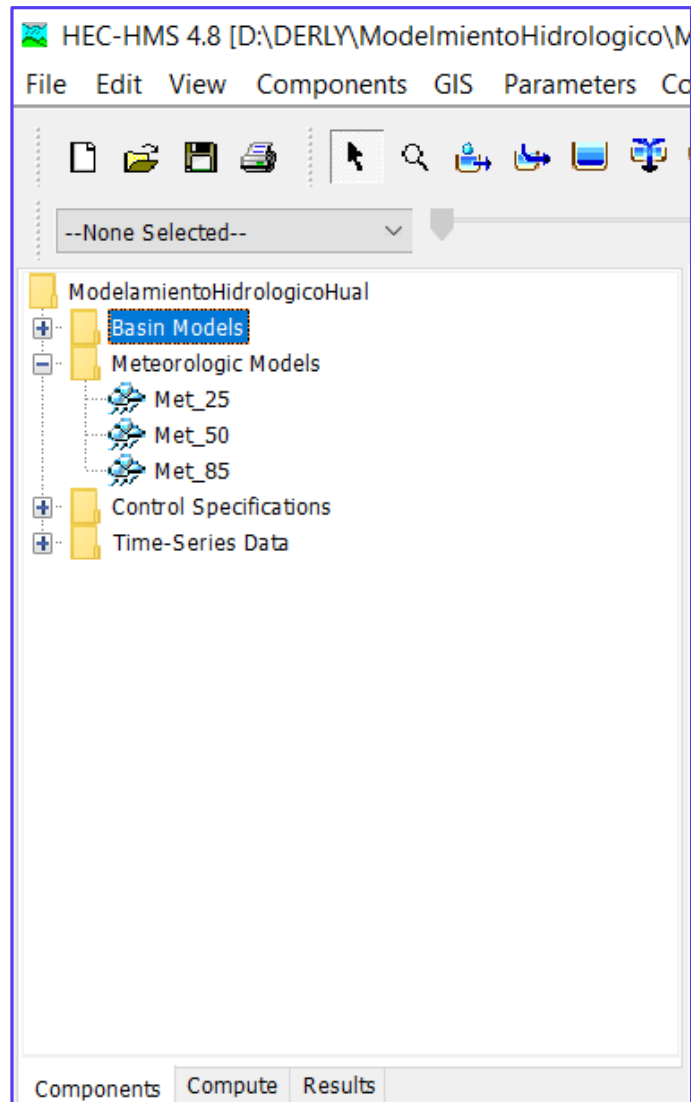
El modelo meteorológico utiliza datos de precipitaciones, evapotranspiración y los asigna a las diversas subcuencas. En este manual utilizaremos solamente datos pluviométricos. Podemos utilizar precipitaciones reales o precipitaciones teóricas, tormentas de diseño. (Los pluviómetros se crean previamente y se introducen sus datos en el Time-Series Data Manager).

Si utilizamos pluviómetros en una subcuenca, podríamos indicarle sus coordenadas para que HMS calcule la media para esa subcuenca. Si nosotros ya hemos evaluado la precipitación media de la subcuenca, se la asignamos como si se tratara de solo pluviómetro: HMS aplicará esas precipitaciones a toda la superficie de la subcuenca.

Es habitual utilizar varios modelos meteorológicos con el mismo modelo de cuenca, para estudiar los caudales que se producirían generados por diferentes precipitaciones sobre la misma cuenca.

Figura 127

Modelo meteorológico



Generamos tres modelos meteorológicos para nuestra Cuenca estudiada; cada uno de estos modelos representa a las condiciones para los periodos de retorno de 25, 50 y 85 años. A cada modelo meteorológico se le asigna los hietogramas generados en el modelo de precipitaciones para cada una de las 12 subcuencas que conforman nuestra Cuenca. Mientras que para la cuenca Huancachupa solo se trabaja con una subcuenca.

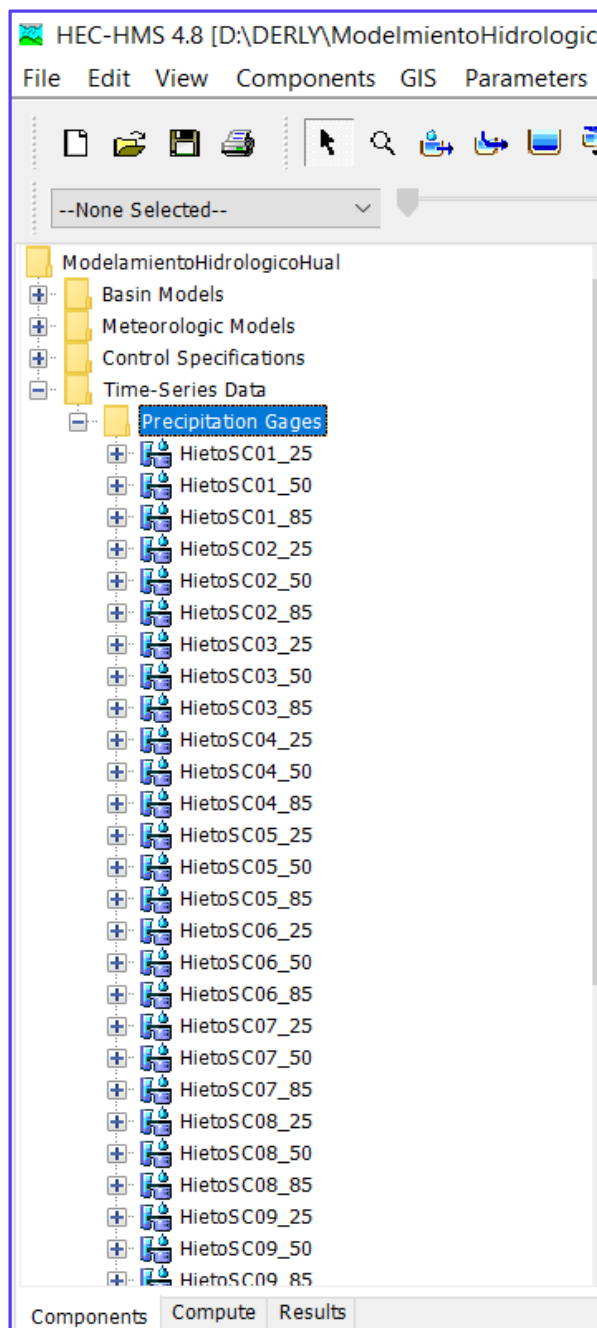
4.3.4. EL MODELO DE LA PRECIPITACIÓN (TIME SERIES DATA)

Calcula la precipitación requerida en una subcuenca. Se puede utilizar información puntual de precipitación o distribuida espacialmente.

El módulo puede modelar precipitación líquida, sólida y evapotranspiración.

Figura 128

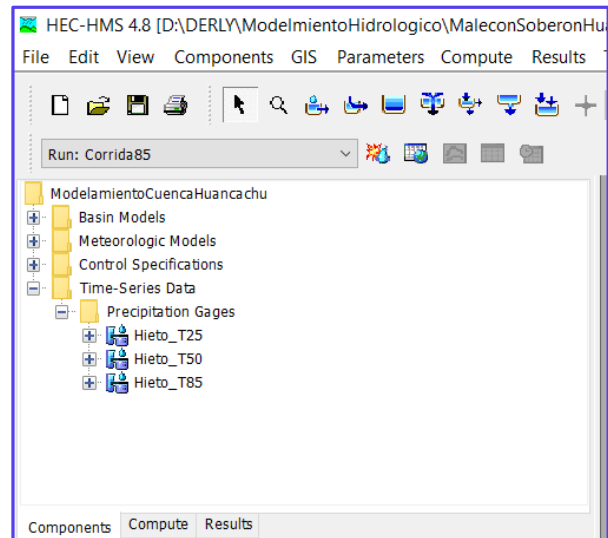
Modelo de las precipitaciones cuenca Huallaga



En el modelo de las precipitaciones se generan e ingresan los hietogramas, para nuestro proyecto se generaron 39 hietogramas; 03 para subcuenca correspondiente a cada periodo de retorno (25, 50 y 85).

Figura 129

Modelo de las precipitaciones cuenca Huancachupa

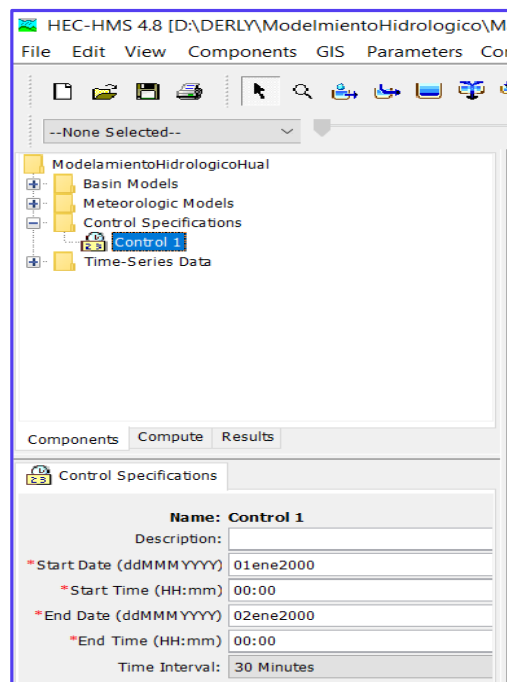


4.3.5. MODELO DE LAS ESPECIFICACIONES DE CONTROL

Se trata simplemente de indicarle cuando debe empezar y terminar de calcular y el incremento de tiempo (Time interval) para efectuar los cálculos. A continuación, mostramos algunas imágenes de la secuencia seguida para la simulación hidrológica de la cuenca para su respectivo conocimiento:

Figura 130

Modelo de las especificaciones de control



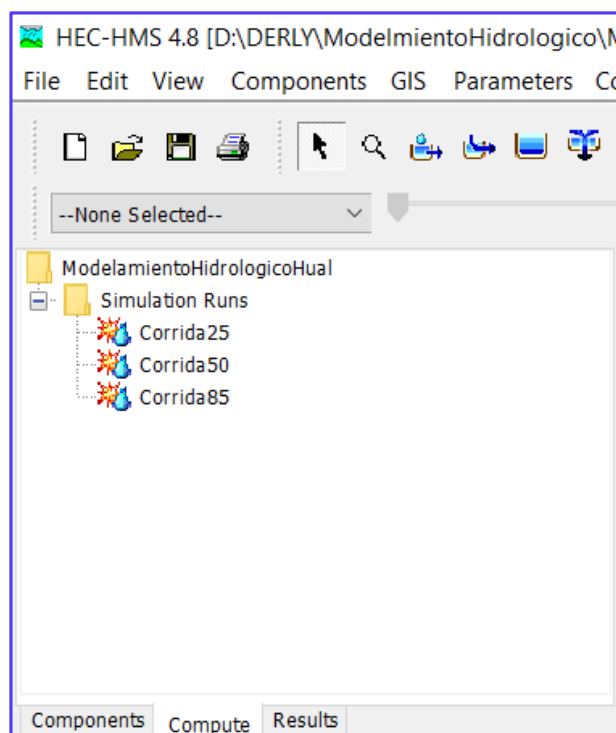
Para la generación del modelo de las especificaciones de control debemos tener una idea clara del tiempo para el cual queremos observar los resultados de la simulación; y a cada que intervalo de tiempo nos determinará los resultados.

4.3.6. CORRIDA DEL MODELO

Se determinan las corridas para los escenarios correspondientes.

Figura 131

Condiciones para corrida del modelo



Para el caso de nuestra simulación, hemos determinado tres corridas para la cuenca; uno para cada periodo de retorno analizado; 25, 50 y 85 años.

4.3.7. RESULTADOS Y CALIBRACIÓN DE LA SIMULACIÓN

Habiendo corrido nuestro modelo para las condiciones antes mencionadas y con las correcciones pertinentes; previamente se realiza la calibración correspondiente tomando como base las mediciones de las huellas máximas tomadas en campo.

La Huellas máximas evaluadas en campo nos dan una idea de los órdenes de magnitud de los eventos extremos en el tramo de río estudiado. Sin embargo, estas solo son aproximaciones.

Figura 132

Huellas máximas tomadas en campo – sección representativa del río Huallaga

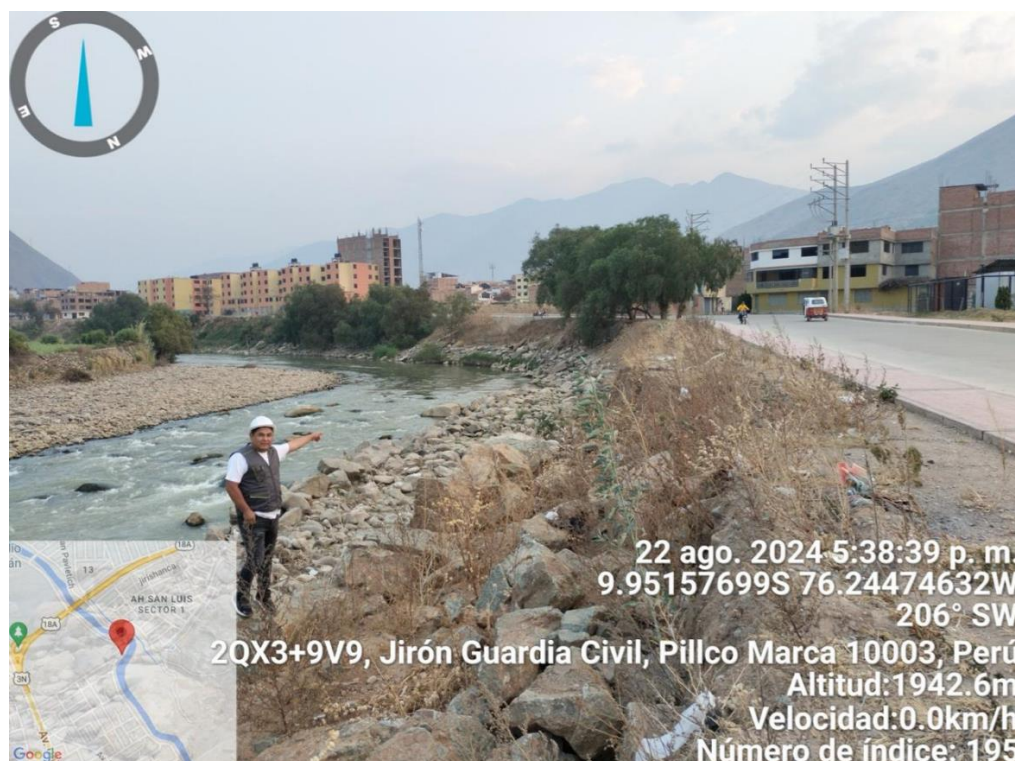


Figura 133

Sección de huellas máximas tomadas en campo río Huallaga

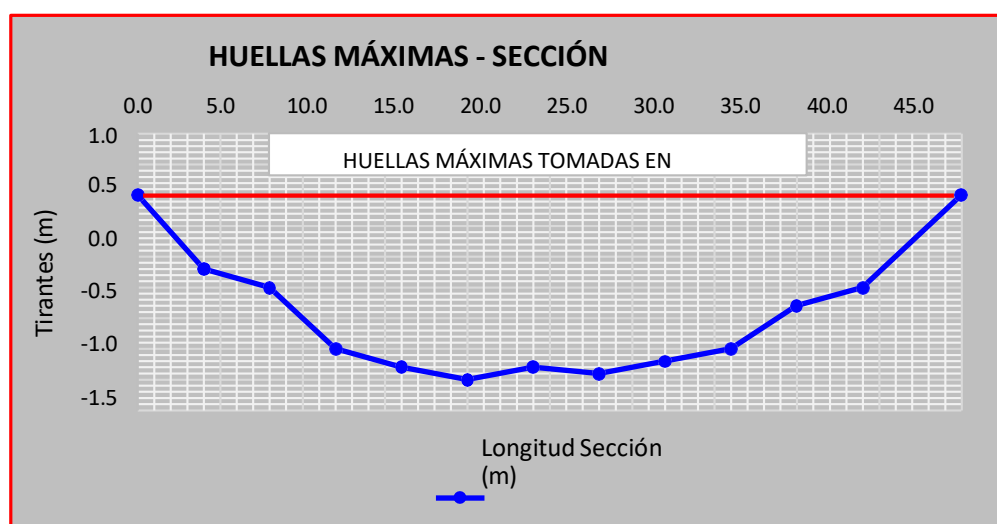


Tabla 80*Caudal máximo recreado para el tramo de análisis en el río Huallaga*

ÁREA HIDRÁULICA (m2)	102.300
PERÍMETRO MOJADO (m)	50.600
RADIO HIDRÁULICO (m2)	2.022
PENDIENTE (m/m)	0.008
RUGOSIDAD - n	0.048
CAUDAL MÁX (m3/S)	295.110

Este valor obtenido es una aproximación de un evento máximo recreado que según refieren los pobladores se dio hace 25 años, la misma que nos brinda información valiosa sobre los órdenes de los eventos máximos suscitados. Tomando como base las consideraciones de las huellas máximas calibramos nuestro modelo variando los numero de curva de las Subcuencas inicialmente consideradas. En ese sentido se tiene los Números de Curva corregidos.

Tabla 81*Número de curva (cn) calibrados*

SUBCUENCAS	NÚMERO DE CURVA
Subcuenca 01	72
Subcuenca 02	72
Subcuenca 03	68
Subcuenca 04	66
Subcuenca 05	74
Subcuenca 06	70
Subcuenca 07	68
Subcuenca 08	68
Subcuenca 09	70
Subcuenca 10	68
Subcuenca 11	72
Subcuenca 12	72
Subcuenca 13	69

Figura 134

Huellas máximas tomadas en campo – sección representativa del río Huancachupa



Figura 135

Sección de huellas máximas tomadas en campo río Huancachupa

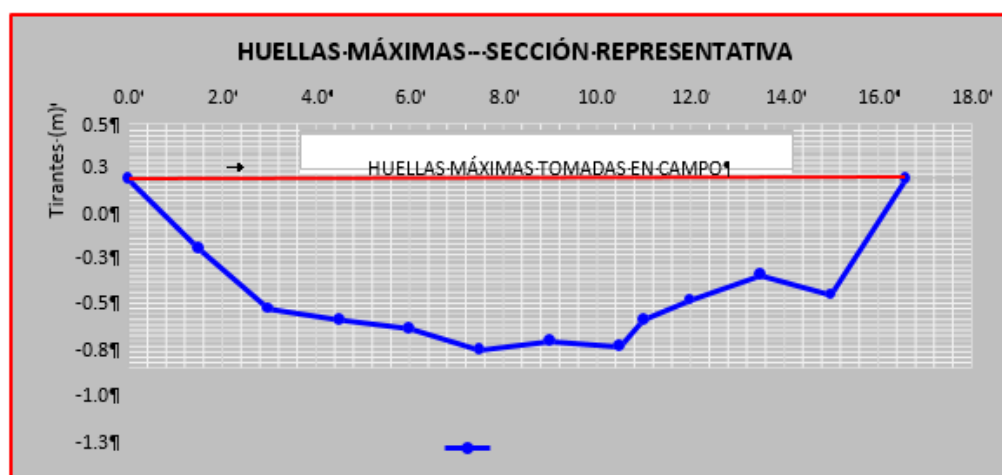


Tabla 82

Caudal máximo recreado para el tramo de análisis en el río Huancachupa

ÁREA HIDRÁULICA (m2)	18.319	
PERÍMETRO MOJADO (m)	17.282	
RADIO HIDRÁULICO (m2)	1.060	
PENDIENTE (m/m)	0.041	
RUGOSIDAD - n	0.058	
CAUDAL MÁX (m3/S)	66.484	m3/s

Este valor obtenido es una aproximación de un evento máximo recreado que según refieren los pobladores se dio hace 20 años, la misma que nos brinda información valiosa sobre los órdenes de los eventos máximos suscitados. Tomando como base las consideraciones de las huellas máximas calibramos nuestro modelo variando los numero de curva de las Subcuencas inicialmente consideradas. En ese sentido se tiene los Números de Curva corregidos.

Tabla 83

Número de curva (cn) calibrados

SUBCUENCAS	NÚMERO DE CURVA
Subcuenca Huancachupa	78

Figura 136

Caudal máximo río Huallaga para un $t = 25$ años

Global Summary Results for Run "Corrida25"

Project: ModelamientoHidrologicoHual Simulation Run: Corrida25

Start of Run: 01ene2000, 00:00 Basin Model: CuencaHuallaga
End of Run: 02ene2000, 12:00 Meteorologic Model: Met_25
Compute Time: 16ago2022, 16:44:15 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Eleme... Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC-01	358	60.3	01ene2000, 06:00	6.49
T-01	358	51.6	01ene2000, 08:00	6.28
SC-02	311	48.3	01ene2000, 07:30	6.49
SC-03	233	23.1	01ene2000, 05:00	4.11
T-02	902	98.1	01ene2000, 09:00	5.64
SC-05	265	48.5	01ene2000, 06:30	7.33
SC-04	202	30.4	01ene2000, 05:00	5.97
SC-12	751	93.3	01ene2000, 06:30	5.03
T-07	751	79.6	01ene2000, 08:00	4.89
SC-11	356	55.2	01ene2000, 05:00	5.98
T-06	1107	87.6	01ene2000, 09:30	5.05
SC-10	399	46.2	01ene2000, 06:30	4.84
SC-09	338	43.0	01ene2000, 06:00	5.21
T-05	1844	133.1	01ene2000, 09:00	4.92
SC-08	166	25.9	01ene2000, 05:00	6.32
T-04	2010	133.7	01ene2000, 10:30	4.93
T-03	1369	124.8	01ene2000, 09:30	5.87
SC-06	187	19.8	01ene2000, 04:30	4.19
SC-07	175	15.9	01ene2000, 05:00	4.44
T-08	3741	253.9	01ene2000, 12:00	5.09
SC-13	483	18.3	01ene2000, 06:30	1.92
Pto_Control	4224	260.4	01ene2000, 12:00	4.73

Figura 137

Hidrograma máximo cuenca Huallaga para un $t=25$ años

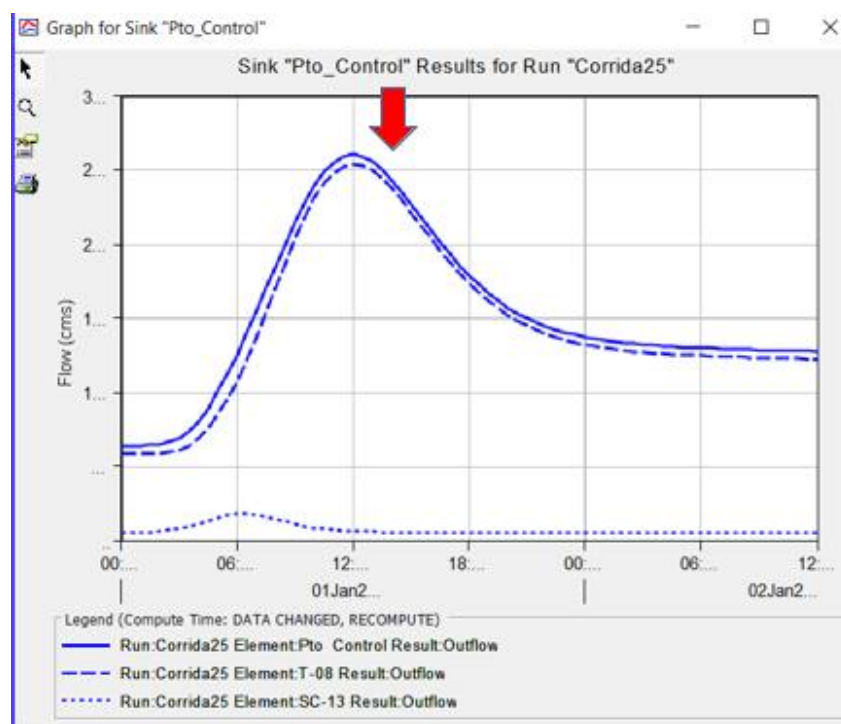


Figura 138

Caudal máximo río Huallaga para un $tr=50$ años

Global Summary Results for Run "Corrida50"

Project: ModelamientoHidrologicoHual Simulation Run: Corrida50

Start of Run: 01ene2000, 00:00 Basin Model: CuencaHuallaga
End of Run: 02ene2000, 00:00 Meteorologic Model: Met_50
Compute Time: 16ago2022, 16:44:20 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Eleme... Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC-01	358	77.2	01ene2000, 06:00	8.25
T-01	358	65.9	01ene2000, 08:00	7.96
SC-02	311	65.1	01ene2000, 07:30	8.60
SC-03	233	33.3	01ene2000, 05:00	5.71
T-02	902	129.3	01ene2000, 09:00	7.36
SC-05	265	75.0	01ene2000, 06:30	11.08
SC-04	202	47.3	01ene2000, 05:00	9.07
SC-12	751	110.5	01ene2000, 06:30	5.90
T-07	751	93.8	01ene2000, 08:00	5.72
SC-11	356	63.6	01ene2000, 05:00	6.83
T-06	1107	101.8	01ene2000, 09:30	5.84
SC-10	399	56.7	01ene2000, 06:30	5.82
SC-09	338	51.7	01ene2000, 06:00	6.15
T-05	1844	155.4	01ene2000, 09:00	5.73
SC-08	166	34.5	01ene2000, 05:00	8.18
T-04	2010	156.6	01ene2000, 10:30	5.79
T-03	1369	172.3	01ene2000, 09:30	8.10
SC-06	187	31.1	01ene2000, 04:30	6.29
SC-07	175	23.1	01ene2000, 05:00	5.41
T-08	3741	322.1	01ene2000, 12:00	6.45
SC-13	483	24.4	01ene2000, 06:30	2.24
Pto_Control	4224	329.3	01ene2000, 12:00	5.97

Figura 139

Hidrograma de la cuenca río Huallaga para $tr=50$ años

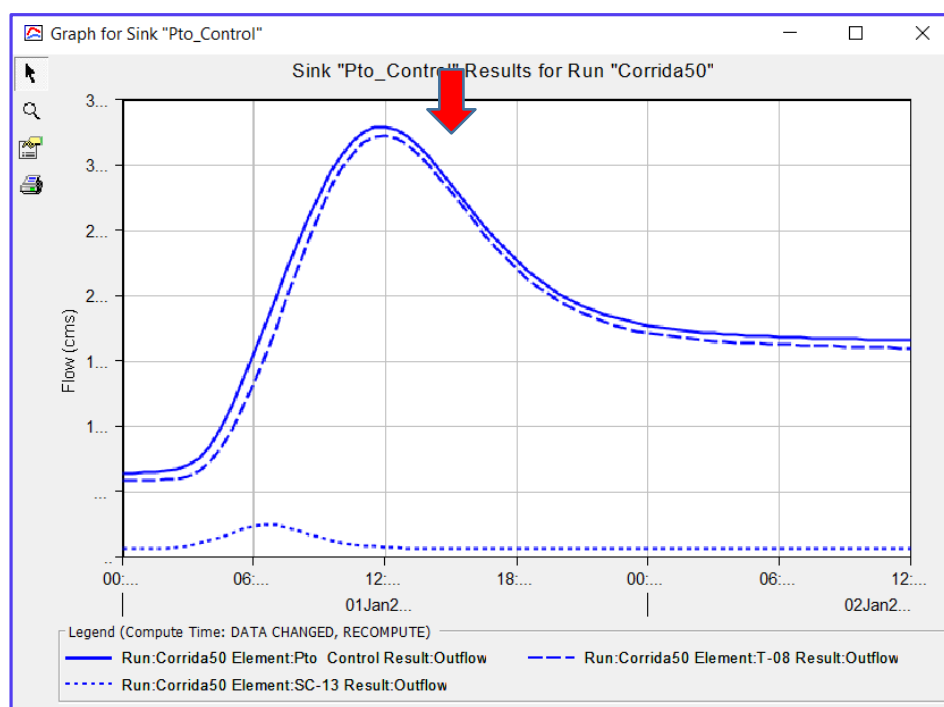


Figura 140

Caudal máximo río Huallaga para un $tr= 85$ años

Global Summary Results for Run "Corrida85"

Project: ModelamientoHidrologicoHual Simulation Run: Corrida85

Start of Run: 01ene2000, 00:00 Basin Model: CuencaHuallaga
End of Run: 02ene2000, 00:00 Meteorologic Model: Met_85
Compute Time: 16ago2022, 16:53:10 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Eleme... Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC-01	358	93.3	01ene2000, 06:00	7.33
T-01	358	79.3	01ene2000, 08:00	6.94
SC-02	311	81.5	01ene2000, 07:30	7.93
SC-03	233	44.8	01ene2000, 05:00	5.56
T-02	902	159.8	01ene2000, 09:00	6.59
SC-05	265	102.5	01ene2000, 06:30	11.00
SC-04	202	66.4	01ene2000, 05:00	9.17
SC-12	751	138.7	01ene2000, 06:30	5.40
T-07	751	117.2	01ene2000, 08:00	5.15
SC-11	356	57.3	01ene2000, 05:00	4.55
T-06	1107	117.4	01ene2000, 09:30	4.67
SC-10	399	71.2	01ene2000, 06:30	5.34
SC-09	338	64.9	01ene2000, 06:00	5.61
T-05	1844	178.8	01ene2000, 09:00	4.77
SC-08	166	46.5	01ene2000, 05:00	7.89
T-04	2010	182.0	01ene2000, 11:00	4.83
T-03	1369	221.8	01ene2000, 09:00	7.47
SC-06	187	43.0	01ene2000, 04:30	6.18
SC-07	175	30.8	01ene2000, 05:00	5.15
T-08	3741	395.2	01ene2000, 12:00	5.58
SC-13	483	30.9	01ene2000, 06:30	2.07
Pto_Control	4224	403.0	01ene2000, 11:30	5.18

Figura 141

Hidrograma de la cuenca Huallaga para $t=85$ años

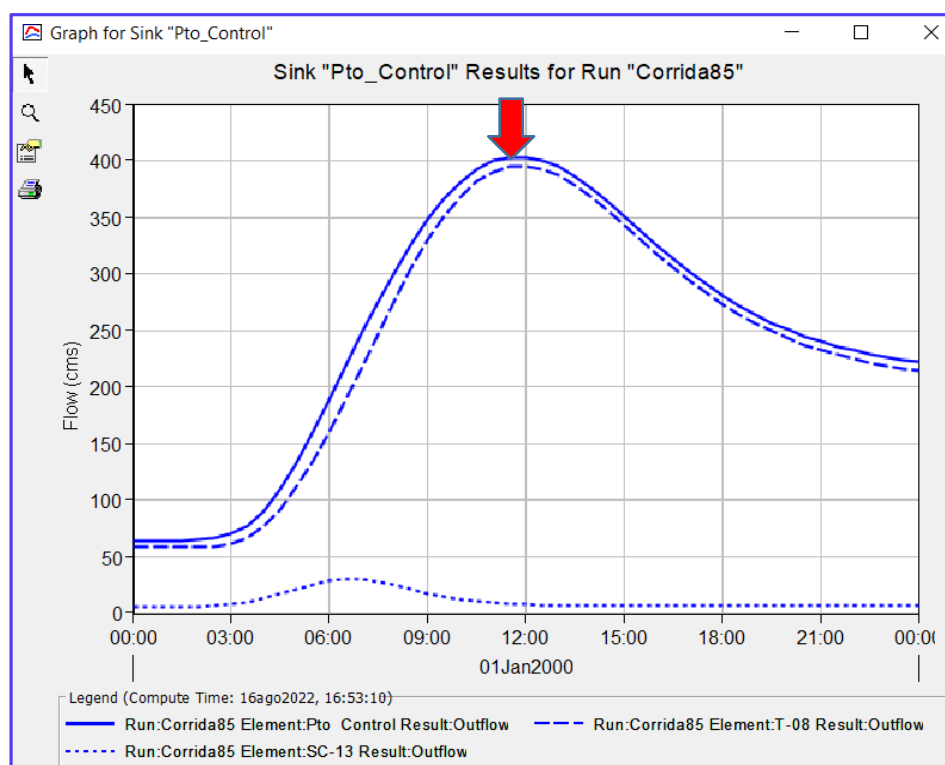


Tabla 84

Caudales máximos para diferentes periodos de retorno cuenca del río Huallaga

Periodo de Retorno - T (años)	Caudal Mfiximo (m3/s)
25	260.40
50	329.30
85	403.00

Figura 142

Caudal máximo río Huancachupa para un $t = 25$ años

Project: ModelamientoCuencaHuancachu Simulation Run: Corrida25				
Start of Run: 01ene2000, 00:00		Basin Model: CuencaHuancachupa		
End of Run: 01ene2000, 14:00		Meteorologic Model: Met25		
Compute Time:22ago2022, 15:53:41		Control Specifications:Control		
Show Elements:	All Eleme...	Volume Units:	☒ MM ☐ 1000 M3	Sorting: Hydrolo...
Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SubcuencaHuancachupa	191.57	50.4	01ene2000, 06:00	4.08
Punto_Control	191.57	50.4	01ene2000, 06:00	4.08

Figura 143

Hidrograma de la cuenca Huancachupa para $t_r=25$ años

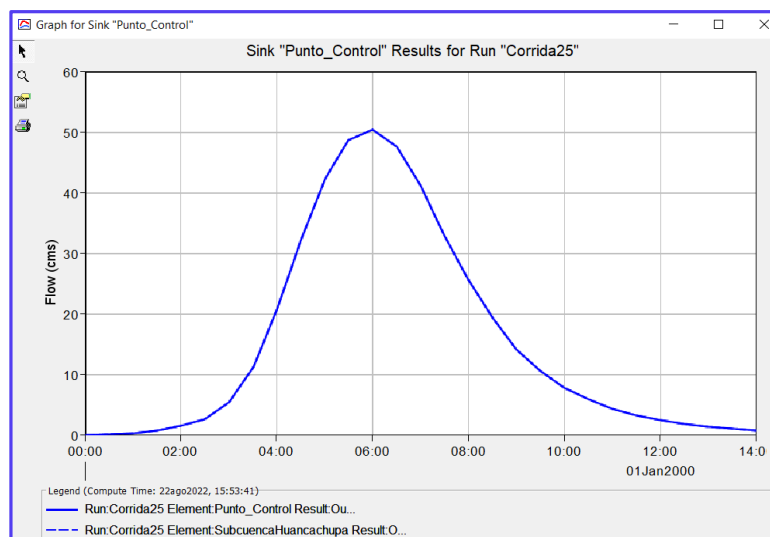


Figura 144

Caudal máximo río Huancachupa para un $t = 50$ años

Global Summary Results for Run "Corrida50"

Project: ModelamientoCuencaHuancachu Simulation Run: Corrida50

Start of Run: 01ene2000, 00:00 Basin Model: CuencaHuancachupa
End of Run: 01ene2000, 14:00 Meteorologic Model: Met50
Compute Time: 22ago2022, 15:53:45 Control Specifications: Control

Show Elements: All Eleme... Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3 Sorting: Hydrolo...

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SubcuencaHuancachupa	191.57	60.1	01ene2000, 06:00	4.85
Punto_Control	191.57	60.1	01ene2000, 06:00	4.85

Figura 145

Hidrograma de la cuenca Huancachupa para $t_r=50$ años

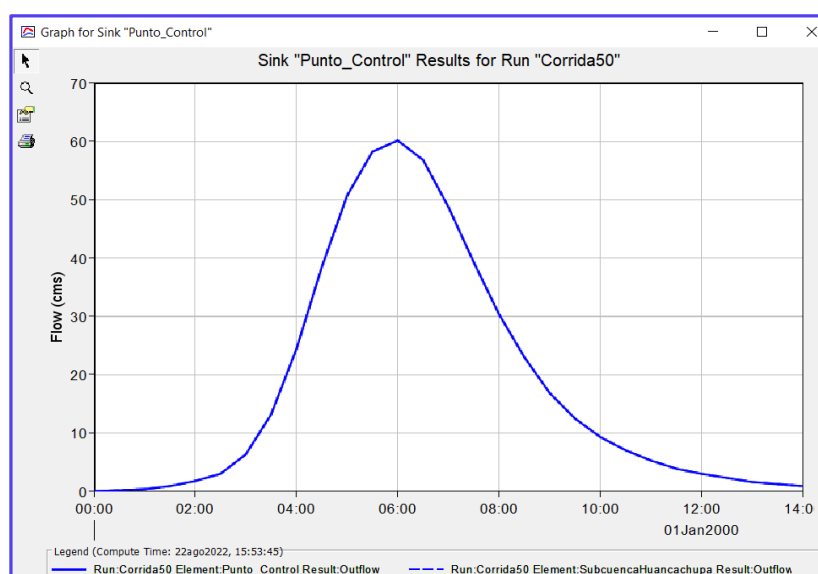


Figura 146

Caudal máximo río Huancachupa para un $t = 85$ años

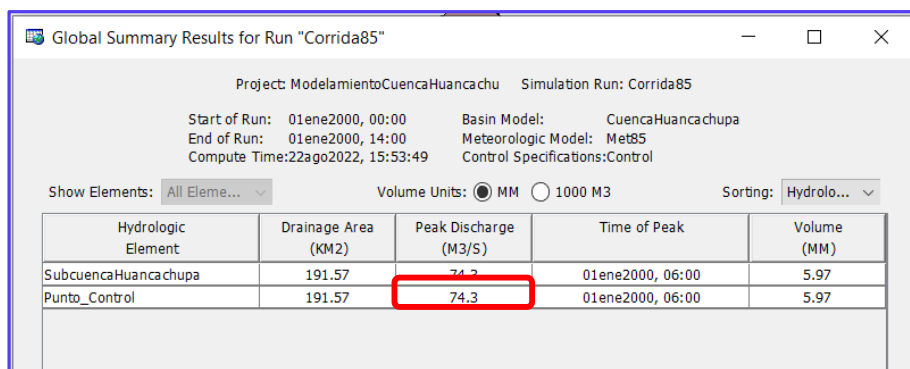
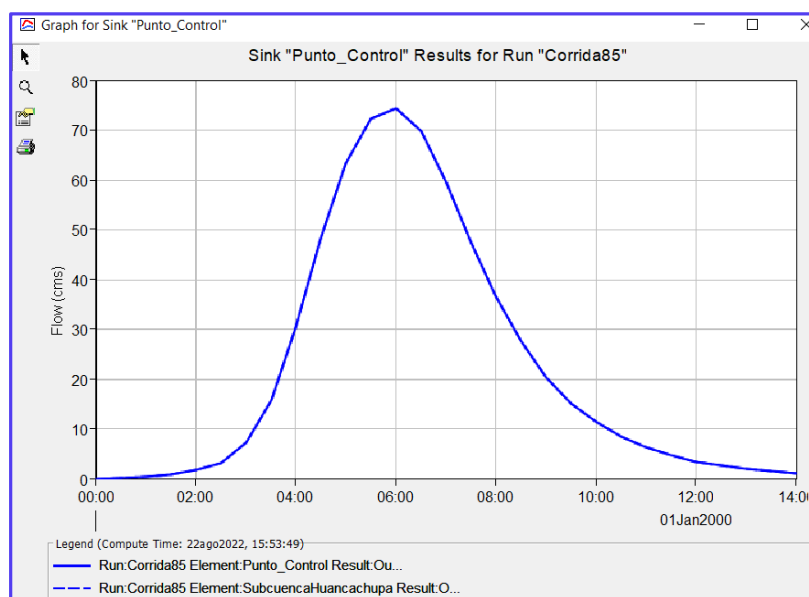


Figura 147

Hidrograma de la cuenca Huancachupa para $t_r = 85$ años



4.4. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

4.4.1. GEOLOGÍA DE LA MARGEN IZQUIERDA

Según los estudios de campo y de gabinete llevados a cabo en la margen izquierda del río Huallaga, desde una perspectiva geológica, se identificaron depósitos cuaternarios de procedencia aluvial. De acuerdo con la clasificación de materiales, estos depósitos se componen de gravas en una matriz de arena limosa, acompañadas de fragmentos de rocas heterolíticas sub angulosas, alcanzando una profundidad aproximada de 4.50 metros. Desde esta profundidad, se identifican

arenas livianas de tonalidades de beige claro a gris, con una granulometría que oscila entre media y fina, en estado seco a ligeramente húmedo, y con una estructura de carácter algo suelto. Adicionalmente, exhiben gravas mal gradadas junto con fragmentos de granito y andesita, manifestándose con características análogas hasta 25 metros de profundidad, de acuerdo con las investigaciones efectuadas mediante perforación.

En cuanto a los materiales en profundidad, determinados a partir de las líneas de refracción y los límites obtenidos, la margen izquierda del río Huallaga puede dividirse en los siguientes estratos principales:

Capa Superior: Se distingue por velocidades de ondas longitudinales de baja a moderada (381 m/s) y se compone de depósitos de origen antropogénico, material removido y residual. La profundidad estimada de este estrato es de 6.72 metros.

Estrato Segundo: Se caracteriza por velocidades de ondas longitudinales moderadas (1139 m/s) y se considera que puede alcanzar un nivel de cimentación, extendiéndose hasta una profundidad aproximada de 14 metros.

Capa Inferior: Presenta velocidades superiores (1663 m/s) y se compone de suelos de carácter compacto a muy compacto, con una matriz compuesta por grava, arena y limo. En su estructura fundamental, alberga fragmentos de grava y bloques, o macizos rocosos ligeramente fracturados de procedencia ígnea y carácter volcánico, predominantemente andesítico, alcanzando una profundidad aproximada de 30 metros.

4.4.2. GEOLOGÍA DE LA MARGEN DERECHA

Desde una perspectiva geológica, se identificaron depósitos cuaternarios de origen aluvial en la margen derecha del río Huallaga, los cuales abarcan una considerable porción del área bajo estudio. De acuerdo con la clasificación de materiales, estos depósitos se

caracterizan por la presencia de arenas y gravas de tonalidad de beige claro a amarillento, con una estructura suelta y fragmentos de grava polimíctica de forma subangular. Adicionalmente, se identificaron fragmentos de areniscas, granitos y andesitas porfíricas, que se extienden hasta una profundidad estimada de 3 metros.

A mayor profundidad, se identificó la presencia de grava pobremente gradada, polimíctica, con partículas subangulares a subredondeadas en una matriz de arena limosa de tonalidad beige claro a gris. El grano se encontraba en un estado seco, ligeramente suelto y con una plasticidad reducida. Este material, compuesto por fragmentos de granito y andesitas porfíricas, alcanza una profundidad de hasta 6.5 metros. En las profundidades inferiores, hasta los 25 metros, las arenas de grano medio, ligeramente sueltas, con clastos polimícticos subredondeados a subángulos, conservan características análogas en profundidad.

Los estudios de refracción sísmica permitieron subdividir los materiales en los siguientes estratos principales:

Capa Superior: Se caracteriza por velocidades de ondas longitudinales de baja a moderada (533 m/s) y se compone de depósitos originados por la antropogénesis, material removido y residual, funcionando como un estrato móvil hasta una profundidad aproximada de 3.8 metros.

Estrato Segundo: Se distingue por velocidades de ondas longitudinales moderadas (949 m/s) y se contempla como un posible nivel de cimentación, llegando a una profundidad aproximada 15 metros.

Capa Inferior: Exhibe velocidades elevadas (1988 m/s) y está compuesta por suelos compactos a muy compactos, extendiéndose hasta una profundidad aproximada de 35 metros.

4.4.3. GEOMORFOLOGÍA

La región objeto de estudio se sitúa en las pendientes de la cordillera occidental, dentro de los valles de la vertiente del Pacífico. Desde una perspectiva geomorfológica, el terreno presenta una morfología ondulante, moldeada por diversos procesos de erosión. La morfología predominante del área de estudio es suave, ubicada en una región de valle, caracterizada por la prevalencia de planicies y, en una proporción inferior, pequeñas lomadas.

Tabla 85

Pendientes según relieve de cauce

UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS	
Pendientes	Descripción
0° - 8°	Planicies
8° - 25°	Lomadas
25° - 50°	Laderas
50° - 90°	Escarpas

La región objeto de estudio presenta una superficie con una inclinación suave y ondulaciones a lo largo del valle, originadas por depósitos aluviales. Esta área comprende la totalidad del área de estudio y está predominantemente destinada para la actividad agrícola.

4.4.4. GEODINÁMICA

Geodinámica interna. El Manual de Diseño de Puentes distingue cuatro zonas sísmicas en función del coeficiente de aceleración que exhiben. En consecuencia, la región objeto de estudio se sitúa en la Zona Sísmica 2.

Tabla 86

Coeficiente sísmico río Solivin

FACTORES DE ZONA (Norma E-30)	
ZONA	Z
2	0,25

Figura 148

Zonificación sísmica del Perú



Geodinámica externa. El área de emplazamiento de las defensas ribereñas proyectadas, objeto de esta investigación, se encuentra ubicada en las partes terminales de los Andes Centrales y está sujeta a diversos factores que influyen en la estabilidad de los taludes, generando condiciones de equilibrio inestable en ciertos sectores. Por esta razón, se considera fundamental la implementación de medidas correctivas para su estabilización.

Durante la evaluación de campo realizada en los alrededores, se identificaron diversas zonas afectadas por fenómenos de geodinámica externa de alcance local. Estos fenómenos han sido clasificados en distintas categorías, incluyendo reptación de suelos, deslizamientos, derrumbes, inundaciones y erosión de ribera. Cada uno de estos sectores potencialmente inestables ha sido analizado de manera individual, ya que representan efectos adversos para el proyecto en la zona de estudio.

4.5. DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

4.5.1. INTRODUCCIÓN

La presente memoria de cálculo tiene la finalidad de mostrar las consideraciones y la metodología de diseño de los muros de contención de la progresiva 1+830 a la 1+980 de la obra: “MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE TRANSITABILIDAD URBANA DEL JR. MALECÓN WALCKER SOBERON; (DESDE EMP.PE-3N KM 232+140 PUENTE HUALLAGA-EMP.PE-3N KM 228 + 920 HUANCACHUPA), CALLE LAS VIÑAS - CCPP POTRACANCHA, DISTRITO DE PILLCO MARCA - PROVINCIA DE HUÁNUCO - DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO - ETAPA I: PUENTE HUALLAGA PE-3N KM 232+140 - PUENTE HUANCACHUPA EMP PE-3N KM 228+920”.

Las consideraciones iniciales del diseño de los muros de contención tienen en cuenta la sección de vía, estudio de suelos, estudio hidrológico, con la finalidad de representar las condiciones a ser expuesta en los muros de contención, debemos indicar que dichos documentos fueron proporcionados por la entidad en la Carta N° 26-2023-GRH-GRI-DRTC/DC/DKDS/SO.

El cálculo estructural de los muros de contención fue representado mediante el programa GEO5 2020 los archivos ejecutables se adjuntan en material digital.

4.5.2. NORMAS UTILIZADAS

E050 Suelos y Cimentaciones – 2018.

E030 Sismorresistente.

E060 Concreto Armado.

Manual de carreteras: túneles, muros y obras complementarias
R.D. N° 36-2016-MTC/14

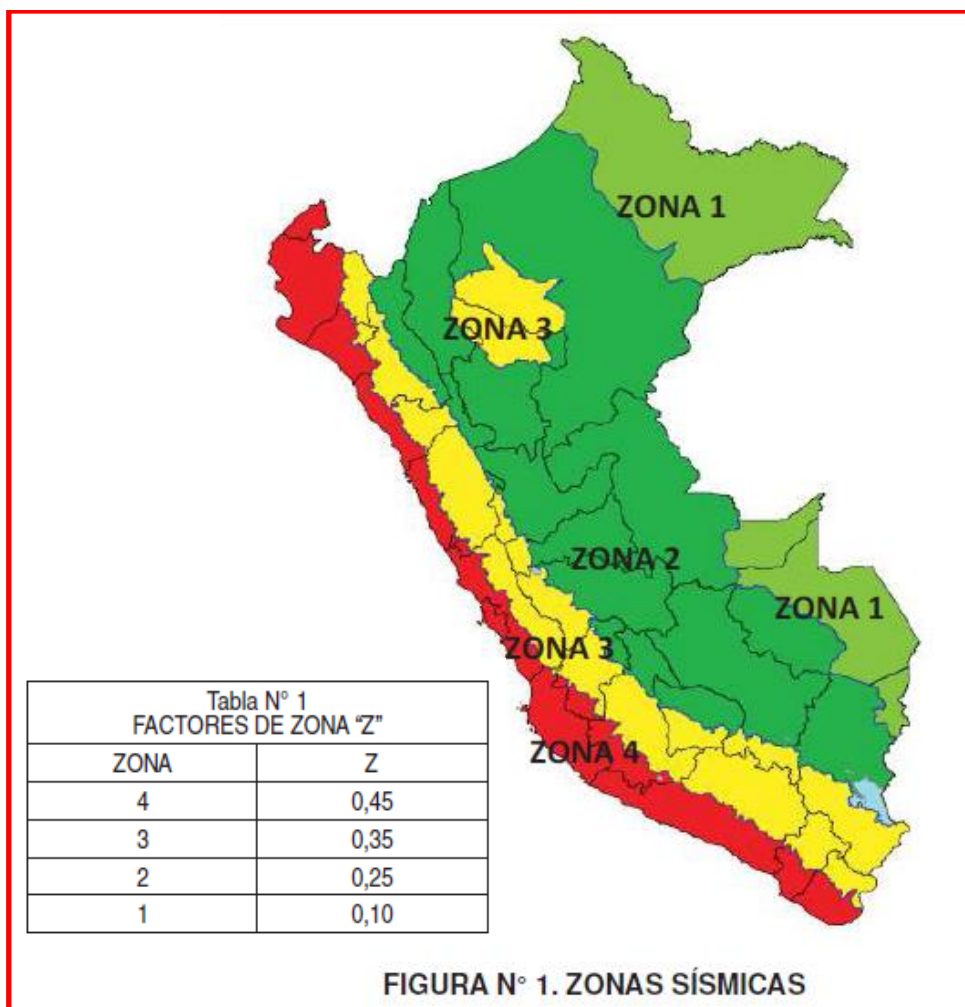
Manual de hidrología, hidráulica y drenaje.

4.5.3. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

De la norma E030 se considera Huánuco Factor de Zona 0.25, para coeficiente de aceleración horizontal $K_h = Z/2 = 0.125$, y para el coeficiente de aceleración vertical $K_v = 2/3 K_h = 0.0833$

Figura 149

E030 Sismorresistente



4.6. EVALUACIÓN DE SOCAVACIÓN

El estudio de evaluación de socavación fue proporcionado con Carta N° 26-2023-GRH-GRI-DRTC/DC/DKDS/SO indicando las siguientes conclusiones y recomendaciones:

4.6.1. CONCLUSIONES

El proyecto “MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE TRANSITABILIDAD URBANA DEL JR. MALECÓN WALCKER SOBERON; (DESDE EMP.PE-3N KM 232+140 PUENTE HUALLAGA - EMP PE -3N KM 228 + 920 HUANCACHUPA), CALLE LAS VIÑAS - CCPP POTRACANCHA DISTRITO DE PILLCO MARCA -PROVINCIA DE HUÁNUCO- DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO - ETAPA I: PUENTE HUALLAGA PE-3N KM 232+140 –PUENTE HUANCACHUPA EMP PE-3N KM 22 + 20”, se ha realizado un estudio de las cuencas relevantes para la estimación de caudales máximos. Estas cuencas tienen superficies que oscilan entre 3.6 km² y 472.8 km² y presentan cursos de agua que varían en longitud desde 3.74 km hasta 51 km, con pendientes que van desde 0.04 m/m hasta 0.25 m/m.

- Se ha considerado un factor de ajuste de 1,13 para las precipitaciones a diferentes tiempos de retorno de las estaciones Huánuco, San Rafael, Jacas Chico, Yanahuanca y Cerro de Pasco. Con la finalidad de obtener un valor más representativo a la realidad, según el consejo de la Organización Meteorológica Mundial (OMM).
- Se verificó que las precipitaciones de la estacione Huánuco se ajusta a la función de distribución Log Normal y las estaciones San Rafael, Jacas Chico, Cerro de Pasco y Yanahuanca se ajustan a la función de distribución Log Pearson III.
- Los periodos de retorno utilizados para el análisis del muro de contención Platinium sobre el río Huallaga corresponde a un tiempo de retorno de 261 años para análisis de niveles máximos de flujo de río y el tiempo de retorno de 500 años para el análisis de la socavación (en base al manual de hidrología, hidráulica y drenaje vial), siendo los caudales calculados de QTr 261años = 528.4 m³/s y QTr 500 años =810.5 m³/s.

- El nivel máximo del río para un periodo de $Tr=261$ años es de 1921.13 msnm. Para un tiempo de retorno de $Tr=500$ años es de 1922.06 msnm en la sección final del muro de contención.
- Se determinó que las profundidades de socavación varían de 1.64 m a 3.53 m respecto al fondo del río correspondientes al paso del caudal máximo del periodo de retorno de 500 años. Se decidió elegir la profundidad de socavación más conservadora, la cual corresponde a la cota de 1915.70 m.s.n.m., mantenerla constante en todo el recorrido del muro de contención y. además, en conformidad con el reglamento de estructuras, se le profundizó restó 0.60 m obteniendo un nivel de cimentación de 1915.10 msnm.

4.6.2. RECOMENDACIONES

- No siempre se conoce la cantidad de mediciones que han sido realizadas para la elaboración de la información de Senamhi, debido a esto se recomienda usar factores de corrección como la recomendada por la OMM.
- Como se sabe, el río Huallaga se caracteriza por ser caudaloso y debido a esta característica es común observar la presencia de palizadas y otros elementos flotantes en los ríos cuando se encuentran en épocas de avenidas. Por ello se debe mantener el cauce del río limpio para no reducir el área hidráulica del río y por consiguiente su capacidad hidráulica.
- El muro de contención debe presentar una transición suave y gradual entre la estructura del muro y la orilla del río. Esto ayuda a minimizar la posibilidad de erosión en la base del muro y reduce el riesgo de socavación.

4.6.3. ES DE SUELOS

Las propiedades del estudio de estudio de suelos fueron proporcionadas y validadas por la entidad con Carta N° 26-2023-GRH-GRI-DRTC/DC/DKDS/SO, reportando los siguientes valores:

Se muestran 3 Calicatas:

➤ **Calicata 1: GW Grava Bien Graduada**

- Peso específico $\gamma = 1.504 \text{ ton/m}^3 = 14.749 \text{ KN/m}^3$
- Angulo de Fricción $\phi = 28.30^\circ$
- Cohesión $C = 0$
- Angulo de Fricción Suelo Estructura $\delta = 2/3 \phi = 18.87^\circ$
- Peso específico saturado $\gamma_{\text{Sat.}} = 1.941 \text{ ton/m}^3 = 19.035 \text{ KN/m}^3$
- Factor de seguridad = 3.00
- Capacidad portante admisible $\sigma_{\text{adm}} = 2.37 \text{ kg/cm}^2 = 232.42 \text{ KPa}$
- Capacidad portante ultima = $\sigma_{\text{adm}} \times \text{FS} = 2.37 \times 3 = 7.11 \text{ kg/cm}^2 = 697.25 \text{ KPa}$

➤ **Calicata 2: GP Grava Pobremente Graduada con Arena**

- Peso específico $\gamma = 1.521 \text{ ton/m}^3 = 14.916 \text{ KN/m}^3$
- Angulo de Fricción $\phi = 28.1^\circ$
- Cohesión $C = 0$
- Angulo de Fricción Suelo Estructura $\delta = 2/3 \phi = 18.73^\circ$
- Peso específico saturado $\gamma_{\text{Sat.}} = 1.953 \text{ ton/m}^3 = 19.152 \text{ KN/m}^3$
- Factor de seguridad = 3.00
- Capacidad portante admisible $\sigma_{\text{adm}} = 2.48 \text{ kg/cm}^2 = 243.20 \text{ KPa}$
- Capacidad portante ultima = $\sigma_{\text{adm}} \times \text{FS} = 2.48 \times 3 = 7.44 \text{ kg/cm}^2 = 729.61 \text{ KPa}$

➤ **Memoria de cálculo estructural**

• **Norma y materiales**

- Norma: ACI 318M-19 (USA) – Norma E060
- Hormigón: $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de barras: Grade 60
- Recubrimiento en el intradós del muro: 5.0 cm
- Recubrimiento en el trasdós del muro: 7.0 cm
- Recubrimiento superior de la fundación: 7.0 cm
- Recubrimiento inferior de la fundación: 7.0 cm
- Recubrimiento lateral de la fundación: 7.5 cm

- Tamaño máximo del agregado: 30 mm

- **Acciones**

- Aceleración Sísmica. Aceleración de cálculo: $K_h=0.13$
- El coeficiente K_h es una fracción del coeficiente de la aceleración del suelo ($A_m=ZUCS/R$)
- $K_h=0.50A_m$; Para suelos firmes.
- $K_h=0.67A_m$; Para suelos medio densos o medio compactos.
- Entonces:

Tabla 87

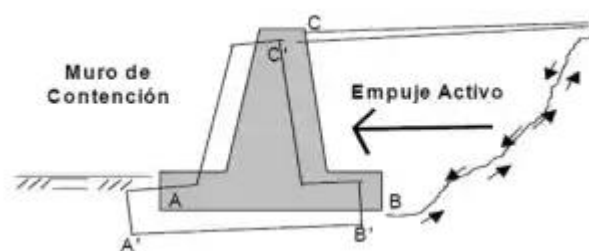
Aceleración de cálculo: $K_h=0.13$

Z	0.25		C = 2.5
U	1.5	$T = h_n/C_t$	0.116666667
C	2.5	h_n	7
S	1.2	C_t	60
Tp	0.6	C/R	0.417
R	6	A_m	0.1875

- $K_h = 0.1875 \cdot 0.67 = 0.13$
- Porcentaje de sobrecarga: 50 %
- Empuje en el intradós: Sin empuje (Se considera que puede desplazarse sin restricciones hacia el exterior)
- Empuje en el trasdós: Activo (Soportará el empuje de total del suelo a su vez tendrá que soportar el giro y deslizamiento).

Figura 150

Muro de contención y empuje activo



4.6.4. DATOS GENERALES

- Cota de la rasante: 0.00 m
- Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
- Enrase: Trasdós
- Longitud del muro en planta: 30.00 m
- Separación de las juntas: 5.00 m
- Tipo de fundación: Zapata corrida

4.6.5. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %
- Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %
- Evacuación por drenaje: 100 %
- Tensión admisible: 2.37 kp/cm²
- Coeficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.53

Tabla 88

Estratos

Referencias	Cota superior	Descripción	Coeficientes de empuje
1 - Relleno 1	0.00 m	Densidad aparente: 1.80 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.10 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 30.00 grados Cohesión: 0.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.33
2 - SUELO 1	-6.50 m	Densidad aparente: 1.94 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.50 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 28.30 grados Cohesión: 0.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.36

Tabla 89

Relleno en trasdós

Referencias	Descripción	Coeficientes de empuje
Relleno 1	Densidad aparente: 1.80 kg/dm ³ Densidad sumergida: 1.10 kg/dm ³ Ángulo rozamiento interno: 30.00 grados Cohesión: 0.00 t/m ²	Activo trasdós: 0.33

4.6.6. GEOMETRÍA

Tabla 90

Muro

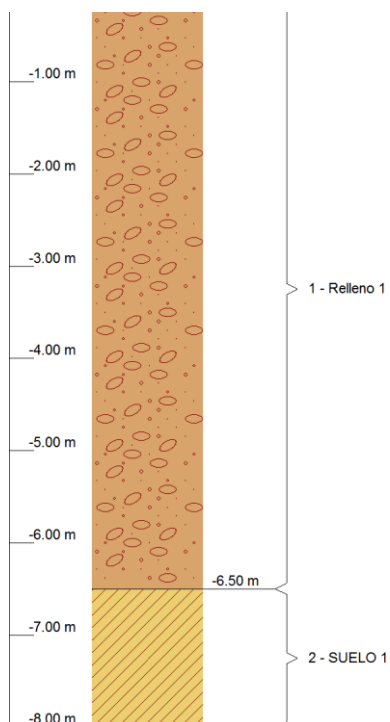
Altura: 6.50 m
Espesor superior: 30.0 cm
Espesor inferior: 65.0 cm

Zapata corrida

- Con puntera y talón
- Altura: 80 cm
- Vuelos intrados / trasdós: 110.0 / 350.0 cm
- Altura del tacón: 100 cm
- Ancho del tacón: 50 cm
- Distancia al eje del muro: 357 cm
- Hormigón de limpieza: 10 cm

Figura 151

Zapata corrida



4.6.7. JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

- **Juntas de expansión**

La Norma E020 de cargas en su capítulo 4, artículo 15 “Fuerzas Térmicas”, menciona que en el diseño se tomará como mínimo un cambio de temperatura de 20°C para construcciones de concreto armado, por lo tanto, este será el valor a considerar para el cálculo del espesor de la junta de expansión mediante la siguiente fórmula.

$e = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$; Donde: e = espesor de la junta de expansión, $e \geq 2.50\text{cm}$

α = Coeficiente de dilatación del concreto.

ΔT = Variación de la temperatura.

Es normal colocar Muros de $L = 30\text{m}$. Separados por la junta de expansión, además se sabe que $\alpha = 1.70 \times 10^{-5} \text{ cm/C}^\circ$.

$e = 1.70 \times 10^{-5} \times 3000 \times 20 = 1.02 \text{ cm}$, por lo tanto, $e = 2.50\text{cm}$

- **Juntas de contracción**

La Norma E020 de cargas en su capítulo 4, artículo 16 “Contracción”, menciona que en el diseño de estructuras de concreto armado, cuando se considere importante que la contracción origine esfuerzos importantes, se tomará 0.00025 veces la distancia entre juntas de contracción, en nuestro caso las juntas de contracción se encuentran a 500cm. por lo que será igual a 0.125cm.

- **Junta sísmica con los módulos**

De acuerdo al artículo 30 de la norma E030, Toda estructura debe separarse una distancia mínima $s = 0.006h \geq 3\text{cm}$, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s . además esta distancia no debe ser menos que 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes al nivel de análisis.

Entonces: $S=0.006*(560-150)=2.46\text{cm}$

Por lo tanto, la separación considerada es de 5cm.

4.6.8. ESQUEMA DE LAS FASES

Figura 152

Fase 1: En condición normal

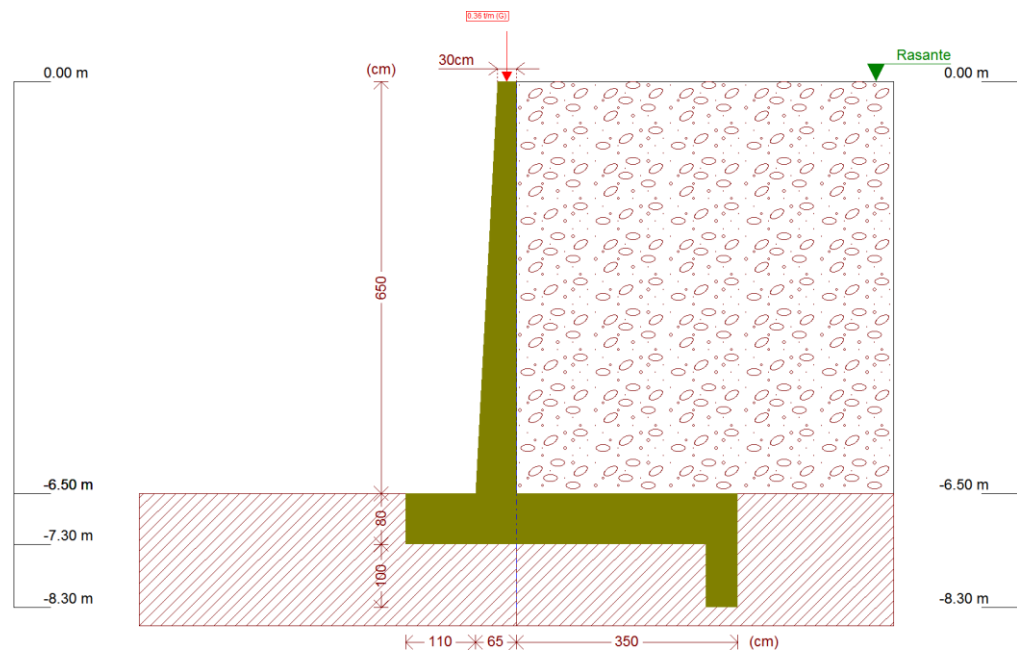
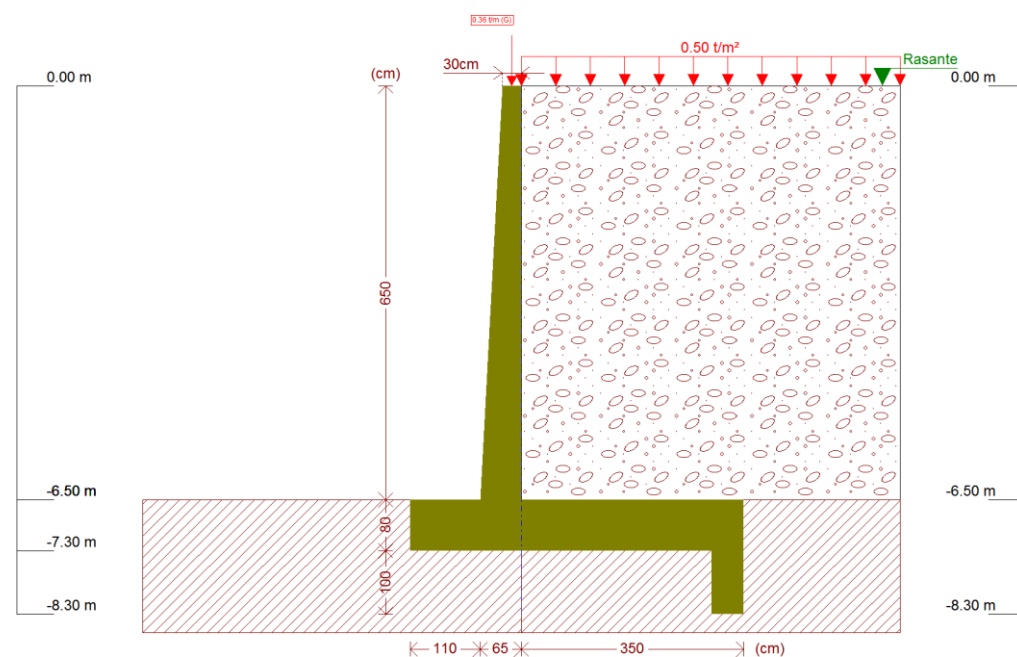


Figura 153

Fase 2: En condiciones de sobrecarga 1



4.6.9. CARGAS

Tabla 91

Cargas en el trasdós

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 0.5 t/m ²	Fase2	Fase2

4.6.10. RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

Tabla 92

Fase 1: fase Carga permanente y empuje de tierras

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.64	0.87	0.12	0.02	0.38	0.00
-1.29	1.44	0.50	0.18	0.77	0.00
-1.94	2.07	1.13	0.67	1.16	0.00
-2.59	2.75	2.01	1.63	1.55	0.00
-3.24	3.50	3.15	3.24	1.94	0.00
-3.89	4.30	4.54	5.66	2.33	0.00
-4.54	5.15	6.18	9.05	2.72	0.00
-5.19	6.07	8.08	13.57	3.11	0.00
-5.84	7.04	10.23	19.40	3.50	0.00
-6.49	8.06	12.64	26.68	3.89	0.00
Máximo s	8.08 Cota: -6.50 m	12.68 Cota: -6.50 m	26.81 Cota: -6.50 m	3.90 Cota: -6.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimo s	0.36 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: -0.22 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

Tabla 93

Carga permanente y empuje de tierras con porcentaje de sobrecarga y sismo

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	0.36	0.00	0.00	-0.00	0.00
-0.64	0.87	0.19	0.03	0.46	0.00
-1.29	1.44	0.69	0.28	0.93	0.00
-1.94	2.07	1.49	0.94	1.40	0.00
-2.59	2.75	2.61	2.22	1.87	0.00
-3.24	3.50	4.04	4.31	2.34	0.00
-3.89	4.30	5.77	7.41	2.81	0.00
-4.54	5.15	7.81	11.72	3.27	0.00
-5.19	6.07	10.17	17.45	3.74	0.00
-5.84	7.04	12.83	24.80	4.21	0.00
-6.49	8.06	15.80	33.95	4.68	0.00

Máximos	8.08 Cota: -6.50 m	15.85 Cota: -6.50 m	34.11 Cota: -6.50 m	4.69 Cota: -6.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.36 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: -0.12 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

Tabla 94

Fase 2 Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m²)	Presión hidrostática (t/m²)
0.00	0.36	0.00	0.00	0.17	0.00
-0.64	0.87	0.23	0.05	0.55	0.00
-1.29	1.44	0.71	0.32	0.94	0.00
-1.94	2.07	1.45	0.98	1.33	0.00
-2.59	2.75	2.44	2.19	1.72	0.00
-3.24	3.50	3.69	4.12	2.11	0.00
-3.89	4.30	5.19	6.92	2.50	0.00
-4.54	5.15	6.94	10.77	2.89	0.00
-5.19	6.07	8.95	15.82	3.28	0.00
-5.84	7.04	11.21	22.24	3.67	0.00
-6.49	8.06	13.72	30.19	4.06	0.00
Máximos	8.08 Cota: -6.50 m	13.76 Cota: -6.50 m	30.33 Cota: -6.50 m	4.07 Cota: -6.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.36 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: -0.06 m	0.17 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

Tabla 95

Carga permanente y empuje de tierras

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m²)	Presión hidrostática (t/m²)
0.00	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.64	0.87	0.12	0.02	0.38	0.00
-1.29	1.44	0.50	0.18	0.77	0.00
-1.94	2.07	1.13	0.67	1.16	0.00
-2.59	2.75	2.01	1.63	1.55	0.00
-3.24	3.50	3.15	3.24	1.94	0.00
-3.89	4.30	4.54	5.66	2.33	0.00
-4.54	5.15	6.18	9.05	2.72	0.00
-5.19	6.07	8.08	13.57	3.11	0.00
-5.84	7.04	10.23	19.40	3.50	0.00
-6.49	8.06	12.64	26.68	3.89	0.00
Máximos	8.08 Cota: -6.50 m	12.68 Cota: -6.50 m	26.81 Cota: -6.50 m	3.90 Cota: -6.50 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	0.36 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: -0.22 m	0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

Tabla 96*Carga permanente y empuje de tierras con porcentaje de sobrecarga y sismo*

Cota (m)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m ²)	Presión hidrostática (t/m ²)
0.00	0.36	0.00	0.00	0.10	0.00
-0.64	0.87	0.25	0.05	0.56	0.00
-1.29	1.44	0.82	0.36	1.03	0.00
-1.94	2.07	1.69	1.13	1.50	0.00
-2.59	2.75	2.87	2.55	1.97	0.00
-3.24	3.50	4.36	4.83	2.44	0.00
-3.89	4.30	6.16	8.17	2.91	0.00
-4.54	5.15	8.27	12.76	3.37	0.00
-5.19	6.07	10.69	18.80	3.84	0.00
-5.84	7.04	13.42	26.50	4.31	0.00
-6.49	8.06	16.45	36.06	4.78	0.00
Máximos	8.08	16.50	36.23	4.79	0.00
	Cota: -6.50 m	Cota: -6.50 m	Cota: -6.50 m	Cota: -6.50 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	0.36	0.00	-0.00	0.10	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: -0.06 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m

4.6.11. COMBINACIONES**Tabla 97***Hipótesis*

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga
4 - Sismo

Tabla 98*Combinaciones para estados límite últimos*

Combinación	Hipótesis			
	1	2	3	4
1	0.90	0.90		
2	1.40	0.90		
3	0.90	1.70		
4	1.40	1.70		
5	0.90	0.90	1.70	
6	1.40	0.90	1.70	
7	0.90	1.70	1.70	
8	1.40	1.70	1.70	
9	0.90	1.27		1.00
10	0.90	1.27	0.64	1.00
11	1.05	0.90		1.00
12	1.05	0.90	0.64	1.00

Tabla 99*Combinaciones para estados límite de servicio*

Combinación	Hipótesis		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

Tabla 100*Descripción del armado*

CORONACIÓN				
Armado superior: 2#6				
Anclaje intrados / trasdós: 15 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intrados		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	#4c/25	#4c/17.5	#8c/25	#5c/17.5
Empalme: 0.4 m		Empalme: 1.55 m		
Refuerzo 1: #8 h=3 m				
ZAPATA				
Armado	Longitudinal		Transversal	
Superior	#5c/24	#8c/20	Patilla Intrados / Trasdós: 45 / 45 cm	
Inferior	#5c/24	#6c/30	Patilla intrados / trasdós: 35 / 35 cm	
Tacón	8#4	#6c/14	Longitud de anclaje en prolongación: 72 cm	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Tabla 101*Comprobaciones geométricas y de resistencia*

Referencia: Muro: Muro de contención 7ml		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 191.3 t/m Calculado: 23.38 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.5.3.2</i>	Mínimo: 19 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 4 cm	
- Trasdós:	Calculado: 15.9 cm	Cumple
- Intrados:	Calculado: 16.2 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i>	Máximo: 45 cm	

Referencia: Muro: Muro de contencion 7ml		
Comprobación	Valores	Estado
- Trasdós:	Calculado: 17.5 cm	Cumple
- Intrados:	Calculado: 17.5 cm	Cumple
Cuantía mínima geométrica horizontal:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.3</i>	Mínimo: 0.001	
- Trasdós (-6.50 m):	Calculado: 0.00173	Cumple
- Intrados (-6.50 m):	Calculado: 0.00111	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara:		
<i>Criterio de CYPE Ingenieros (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 0.00124 Calculado: 0.00173	Cumple
- Intrados:	Mínimo: 0.00015 Calculado: 0.00111	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2</i>	Mínimo: 0.00075	
- Trasdós (-6.50 m):	Calculado: 0.00623	Cumple
- Trasdós (-3.50 m):	Calculado: 0.00414	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5.1</i>	Mínimo: 0.00339	
- Trasdós (-6.50 m):	Calculado: 0.00623	Cumple
- Trasdós (-3.50 m):	Calculado: 0.00414	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2</i>	Mínimo: 0.0006	
- Intrados (-6.50 m):	Calculado: 0.00077	Cumple
- Intrados (-3.50 m):	Calculado: 0.00103	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.9.1</i>	Máximo: 0.08	
- (0.00 m):	Calculado: 0.00844	Cumple
- (-3.50 m):	Calculado: 0.00933	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 4 cm	
- Trasdós, vertical:	Calculado: 8.6 cm	Cumple
- Intrados, vertical:	Calculado: 22.4 cm	Cumple
Separación máxima entre barras:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i>	Máximo: 45 cm	

Referencia: Muro: Muro de contencion 7ml		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura vertical Trasdós, vertical:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura vertical Intrados, vertical:	Calculado: 25 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta:		
<i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		Cumple
Comprobación a cortante:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.2</i>	Máximo: 29.55 t/m Calculado: 17.02 t/m	Cumple
Verificación de la fisuración por tensión en barras:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.6.4</i>	Máximo: 2.4791 t/cm ² Calculado: 2.00833 t/cm ²	Cumple
Longitud de empalme:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.15.1</i>		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.52 m Calculado: 1.55 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.37 m Calculado: 0.4 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación:		
<i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Calculado: 15 cm	
- Trasdós:	Mínimo: 15 cm	Cumple
- Intrados:	Mínimo: 0 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación:		
<i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 4 cm ² Calculado: 5.7 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación cuantía horizontal / cuantía vertical Trasdós: -6.50 m		
- Cota de la sección con la mínima relación cuantía horizontal / cuantía vertical Intrados: -6.50 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -6.50 m, Md: 52.08 t·m/m, Nd: 7.27 t/m, Vd: 23.39 t/m, Tensión máxima del acero: 3.771 t/cm ²		
- Sección crítica a cortante: Cota: -5.97 m		
Referencia: Zapata corrida: Muro de contencion 7ml		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad:		
<i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco (Situaciones persistentes):	Mínimo: 1.8 Calculado: 4.35	Cumple
- Coeficiente de seguridad al vuelco (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 1.2 Calculado: 3.59	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento (Situaciones persistentes):	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.73	Cumple

Referencia: Zapata corrida: Muro de contencion 7ml		
Comprobación	Valores	Estado
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 1.2 Calculado: 1.44	Cumple
Altura mínima:		
- Zapata:	Mínimo: 15 cm	
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 15.7</i>	Calculado: 80 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno:		
<i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media (Situaciones persistentes):	Máximo: 2.37 kp/cm ² Calculado: 1.167 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima (Situaciones persistentes):	Máximo: 2.962 kp/cm ² Calculado: 1.496 kp/cm ²	Cumple
- Tensión media (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 2.37 kp/cm ² Calculado: 1.15 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 3.555 kp/cm ² Calculado: 1.677 kp/cm ²	Cumple
Flexión en zapata:		
<i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 18.3 cm ² /m Calculado: 25.33 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 9.5 cm ² /m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 25.33 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 4.66 cm ² /m Calculado: 9.5 cm ² /m	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Mínimo: 19.73 cm ² /m Calculado: 20.35 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.1</i>		
- Trasdós (Situaciones persistentes):	Máximo: 49.72 t/m Calculado: 20.57 t/m	Cumple
- Trasdós (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 39.78 t/m Calculado: 17.23 t/m	Cumple
- Intradós (Situaciones persistentes):	Máximo: 49.72 t/m Calculado: 7.63 t/m	Cumple
- Intradós (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 39.78 t/m Calculado: 6.11 t/m	Cumple
- En el tacón (Situaciones persistentes):	Máximo: 28.94 t/m Calculado: 8.93 t/m	Cumple
- En el tacón (Situaciones accidentales sísmicas):	Máximo: 23.15 t/m Calculado: 7.6 t/m	Cumple
Longitud de anclaje:		

Referencia: Zapata corrida: Muro de contencion 7ml		
Comprobación	Valores	Estado
- Arranque trasdós: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5</i>	Mínimo: 30.1 cm Calculado: 69.5 cm	Cumple
- Arranque intradós: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 69.5 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1</i>	Mínimo: 0 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1</i>	nimo: 31 cm Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5</i>	Mínimo: 0 cm Calculado: 45 cm	Cumple
- Armado superior intradós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5</i>	Mínimo: 41 cm Calculado: 45 cm	Cumple
- Armadura transversal del tacón: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.2.2</i>	Mínimo: 71.3 cm Calculado: 72 cm	Cumple
Recubrimiento:		
- Lateral: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.7.1</i>	Mínimo: 7.5 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo:		
<i>Criterio de CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: #3	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: #6	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: #5	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: #8	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: #5	Cumple
- Armadura longitudinal del tacón:	Calculado: #4	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Calculado: #6	Cumple
Separación máxima entre barras:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i>	Máximo: 45 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama horizontal tacón:	Calculado: 29.9 cm	Cumple
- Armado transversal del tacón:	Calculado: 14 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama vertical tacón:	Calculado: 30.1 cm	Cumple
Separación mínima entre barras:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 4 cm	

Referencia: Zapata corrida: Muro de contencion 7ml		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama horizontal tacón:	Calculado: 29.9 cm	Cumple
- Armado transversal del tacón:	Calculado: 14 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama vertical tacón:	Calculado: 30.1 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.12.2.1</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00103	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00103	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00118	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00316	Cumple
- Armadura longitudinal del tacón:	Calculado: 0.00202	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Calculado: 0.00407	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
<i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 0.00077 Calculado: 0.00118	Cumple
- Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.00305 Calculado: 0.00316	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Mínimo: 0.00339 Calculado: 0.00407	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 47.54 t·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 12.27 t·m/m		

Tabla 102

Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Muro de contencion 7ml		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo:		
<i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Combinaciones sin sismo:	Mínimo: 1.5	
- Fase: Coordenadas del centro del círculo (-1.63 m ; 2.11 m) - Radio: 11.61 m:	Calculado: 1.797	Cumple

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Muro de contención 7ml		
Comprobación	Valores	Estado
- Fase2: Coordenadas del centro del círculo (-1.63 m ; 2.11 m) - Radio: 11.61 m:	Calculado: 1.756	Cumple
- Combinaciones con sismo:	Mínimo: 1.2	
- Fase: Coordenadas del centro del círculo (-1.63 m ; 2.11 m) - Radio: 11.61 m:	Calculado: 1.528	Cumple
- Fase2: Coordenadas del centro del círculo (-1.63 m ; 2.11 m) - Radio: 11.61 m:	Calculado: 1.543	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Figura 154

Centro de círculo de deslizamiento

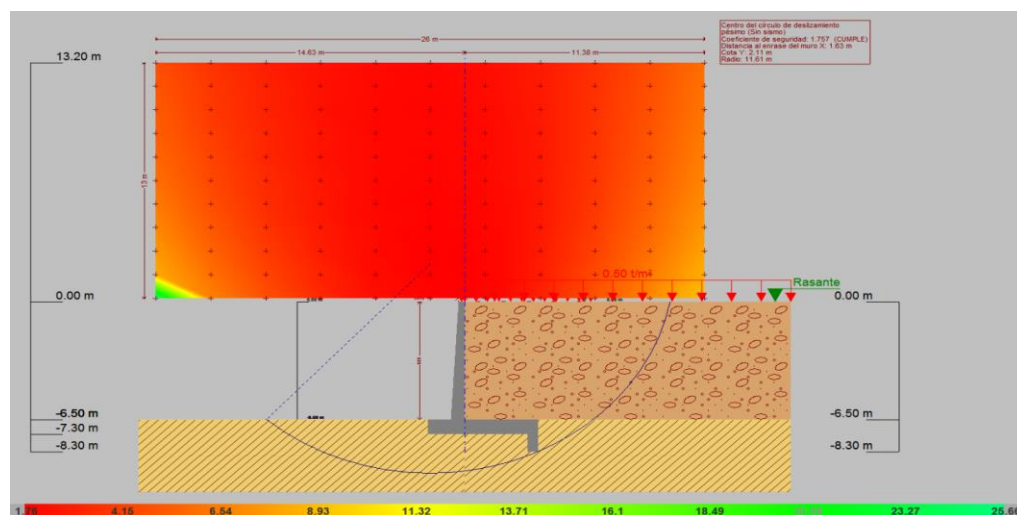


Tabla 103

Cómputo

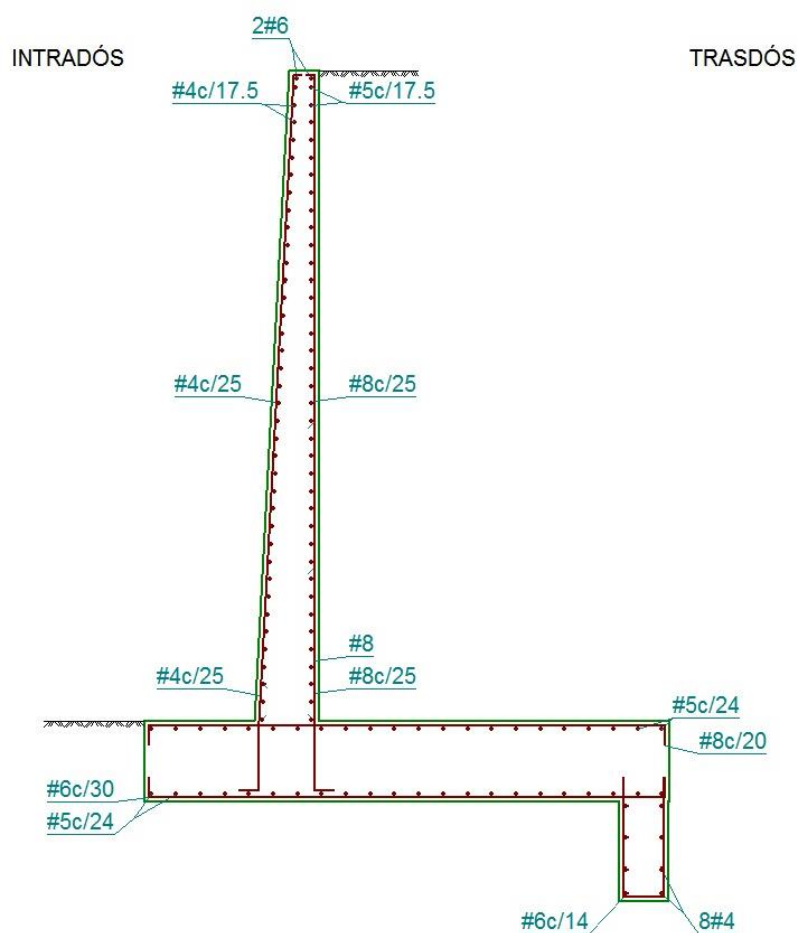
Referencia:		Grado 60				Total
Muro		1/2	5/8	3/4	1	
Nombre de armado						
Armado base transversal	Longitud	121x6.5				796.1
	(m)	8				8
	Peso (kg)	121x6.5				791.8
Armado longitudinal	Longitud	38x29.8				1134.
	(m)	5				30
	Peso (kg)	38x29.6				1128.
Armado base transversal	Longitud				121x	794.9
	(m)				6.57	7
	Peso (kg)				121x	3162.
Armado longitudinal	Longitud		38x29.8			1134.
	(m)		5			30
	Peso (kg)					

			38x46.3 7		1762. 15	
Armado viga coronación	Longitud (m)		2x29.85		59.70	
	Peso (kg)		2x66.78		133.56	
Armado inferior - Transversal	Longitud (m)		101x5.78		583.78	
	Peso (kg)		101x12.93		1306.06	
Armado inferior - Longitudinal	Longitud (m)		22x29.85		656.70	
	Peso (kg)		22x46.37		1020.19	
Armado superior - Transversal	Longitud (m)		150x5.97		895.50	
	Peso (kg)		150x23.75		3561.94	
Armado superior - Longitudinal	Longitud (m)		22x29.85		656.70	
	Peso (kg)		22x46.37		1020.19	
Armado tacón - Transversal	Longitud (m)		214x3.61		772.54	
	Peso (kg)		214x8.08		1728.37	
Armado tacón - Longitudinal - Inferior	Longitud (m)	2x29.85			59.70	
	Peso (kg)	2x29.69			59.38	
Armado tacón - Longitudinal - Izquierda	Longitud (m)	3x29.85			89.55	
	Peso (kg)	3x29.69			89.07	
Armado tacón - Longitudinal - Derecha	Longitud (m)	3x29.85			89.55	
	Peso (kg)	3x29.69			89.07	
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	121x1.39			168.19	
	Peso (kg)	121x1.38			167.28	
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)	121x2.53			306.13	
	Peso (kg)	121x10.06			1217.66	
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)	120x3.98			477.60	
	Peso (kg)	120x15.83			1899.70	
Totales	Longitud (m)	2337.47	2447.70	1416.02	2474.20	1913
	Peso (kg)	2324.85	3802.53	3167.99	9841.37	6.74
Total con desperdicios (0.00%)	Longitud (m)	2337.47	2447.70	1416.02	2474.20	1913
	Peso (kg)	2324.85	3802.53	3167.99	9841.37	6.74

Resumen de cómputo (se incluyen desperdicios de acero)

Tabla 104*Resumen de cómputo*

Elemento	Grado 60 (kg)				Total	Hormigón (m³)	
	½	5/8	¾	1		f'c=280	Limpieza
Referencia:	2324.8	3802.5	3167.9	9841.3	19136.7	233.63	15.7
Muro	5	3	9	7	4		5
Totales	2324.8	3802.5	3167.9	9841.3	19136.7	233.63	15.7
	5	3	9	7	4		5

Figura 155*Intradós y trasdós*

4.7. DISEÑO DE ENROCADO

El presente enrocado de protección se ubicará en la margen izquierda del río Huallaga, para proteger el malecón Santa Rosa 101 metros aproximadamente.

En épocas de inundaciones se genera la crecida del río llegando al pie del talud que cuida la plataforma de la carretera originando la desestabilización y desgaste al pie del talud dañando progresivamente.

Los enrocados de protección impedirán el desborde del río en época de crecidas, de esta manera preservar el talud de la carretera y las viviendas cercanas a ella.

El dimensionamiento de los enrocados de protección se realizará a partir de los criterios de diseño señalados en este Ítem 3.0 siguiendo el procedimiento que se detalla a continuación:

1. Ubicación del área a estudiar.
2. Revisión de los estudios básicos: Topografía e Hidrología.
3. Identificación del tramo del río Huallaga donde se ubica el pie de talud de la carretera.
4. Modelamiento del río Huallaga (forma inicial) con el software HEC-RAS 4.1 con un caudal máximo que soporta el río en zonas donde no se desborda.
5. Modelamiento del río Huallaga contemplando un dique de protección en las zonas de desbordamiento y se establecerá los parámetros hidráulicos del río Huallaga empleando el caudal máximo, para lo cual se realizará utilizará el Software HEC-RAS 4.1.
6. Trazo en planta del eje de los enrocados.
7. Aproximación de los parámetros hidráulicos respecto a cada progresiva del eje de enrocado teniendo como base los datos obtenidos del modelamiento del río con HEC-RAS 4.1.
8. Determinación del nivel de cimentación de los enrocados, para ello se realizará el análisis de socavación para luego obtener la altura de la uña que tendrán los enrocados.

9. Determinación de la altura del enrocado, en donde se calculará el borde libre considerando como dato la velocidad en cada sección.
10. Determinación del diámetro medio de la roca a utilizarse.
11. Determinación del espesor del enrocado.
12. Verificación de la estabilidad del enrocado.

4.8. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio se ubica en la ciudad de Pillco Marca.

Provincia: Huánuco

Departamento: Huánuco

Altitud de río: 1949

Dicha zona de estudio pertenece geográficamente en la cuenca del río marañón pues es el principal afluente en la provincia de Ambo de este río uniéndose en el norte de la provincia, próximo al puente Huancachupa en las cercanías de la localidad de Yanag.

Las coordenadas UTM de ubicación referenciales son:

Norte: 8899590.00

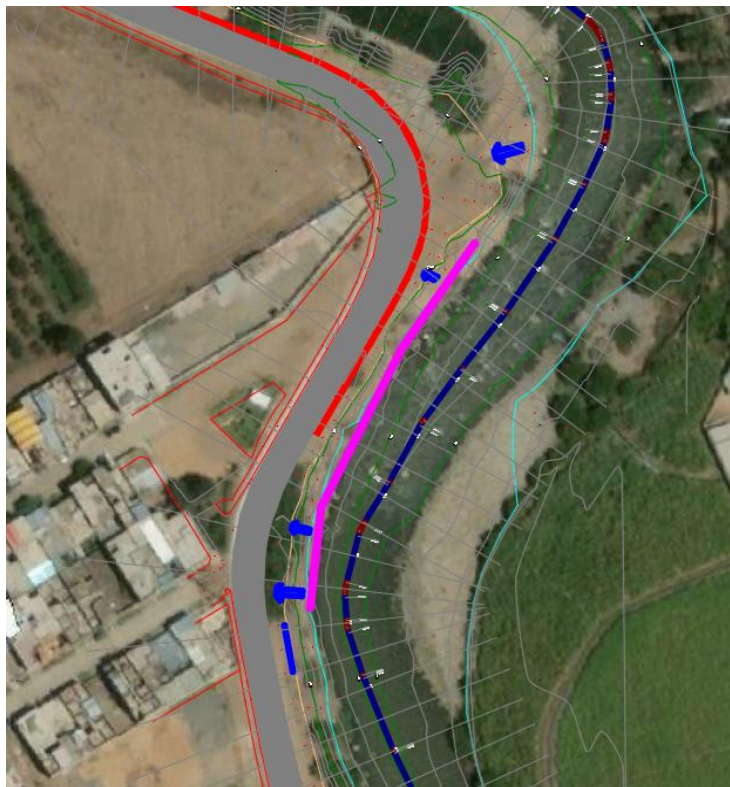
Este: 363520.00

Zona sur: 18L

El acceso a la zona desde la ciudad de Huánuco es la siguiente: De Huánuco se toma la carretera central hasta la altura del ex control de policías de Cayhuayna y se toma la primera entrada con dirección al río Huallaga.

Figura 156

Ubicación del área de estudio (Fuente: Google Earth)



4.9. ESTUDIOS BÁSICOS

El resumen de los estudios básicos presentados a continuación se asumió bajo criterios teóricos y prácticos, en el caso del estudio hidrológico presentamos el método de.

4.9.1. HIDROLOGÍA

El presente apartado se basa en la revisión de la evaluación hidrológica por métodos que no necesitan de datos estadísticos como son los métodos de la pendiente según COWAN y SCOBAY, que analiza el soporte máximo que puede llegar a tener un tramo estrecho del cauce sin que se desborde el río en base a la huella dejada por el agua, cabe señalar que estos métodos son poco usados debido a la simplicidad y gran diferencia con el método racional.

Ubicación hidrográfica. La infraestructura hídrica analizada se compone de la subcuenca Huallaga, que suministra sus aguas al río

Marañón, dando lugar a la cuenca del río Marañón. Esta unidad hidrográfica, a su vez, se encuentra dentro de la región hidrográfica del Atlántico.

Región Hidrográfica : Atlántico

Cuenca principal : Marañón

Subcuenca principal: Huallaga

Caudales máximos. A causa de la carencia de datos hidrometeorológicos en zonas concretas que sustenten el diseño hidráulico de las edificaciones planeadas, se sugieren técnicas empíricas fundamentadas en observaciones y parámetros específicos, adaptados a las peculiaridades geomorfológicas y la vegetación circundante. Para calcular la altura máxima del puente, se utilizarán diversas técnicas empíricas. Así, se determinará el torrente máximo. Con esta cantidad de agua calculada a través de la fórmula de Manning, se generará una altura de agua que superará la marca que deja el agua en una avenida máxima.

Método de la sección y pendiente. Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

1. Selección de varios tramos al río
2. Levantamiento topográfico de las secciones transversales seleccionadas (tres secciones mínimas)
3. Determinación de la pendiente de la superficie de agua con las marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas avenidas.
4. Elegir un valor de coeficiente rugosidad (n) el más óptimo.
5. Aplicar cálculos en la fórmula de Manning.

$$Q_{max} = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}}{n}$$

Donde:

A: Área de la sección húmeda (m²)

R: Área de la sección húmeda/ Perímetro mojado

S: Pendiente de la superficie del fondo del cauce

n: Rugosidad del cauce del río

La siguiente tabla nos muestra los distintos valores de "n" que se adoptaran: Según Cowan:

Tabla 105

Condiciones del río (Cr)

Material de cauce	Tipo	Valor
Terroso	A	0.020
Rocoso	B	0.025
Gravoso fino	C	0.024
Gravoso Grueso	D	0.028
Material del cauce adoptado		
Terroso	A	0.020

Tabla 106

Grado de irregularidad (I)

Grado de irregularidad	Tipo	Valor
Ninguna	A	0.000
Leve	B	0.005
Regular	C	0.010
Severo	D	0.020
Grado de irregular. adoptado		
Regular	C	0.010

Tabla 107

Secciones Variables (Sv)

Grado de irregularidad	Tipo	Valor
Leve	A	0.000
Regular	B	0.005
Severo	C	0.015
Variación de sección adoptado		
Regular	B	0.005

Tabla 108*Efecto de las obstrucciones (Ef)*

Efecto de Obstrucciones	Tipo	Valor
Despreciables	A	0.000
Menor	B	0.010
Apreciable	C	0.020
Severo	D	0.040
Efecto de Obst. Adoptado		
Menor	B	0.010

Tabla 109*Vegetación (V)*

Efecto de Obstrucciones	Tipo	Valor
Ninguna	A	0.000
Poca	B	0.010
Regular	C	0.025
Alta	D	0.050
Vegetación Adoptado		
Regular	C	0.025

Tabla 110*Grado de sinuosidad (g)*

Grado de irregularidad	Tipo	Valor
Insignificante	A	1.000
Regular	B	1.150
Considerable	C	1.300
Grado de sinuosidad adoptado		
Regular	B	1.15

El valor de n es:

$$n = g * (v + Ef + Sv + i + Cr)$$

n=0.080
5

Valor adoptado según
Cowan

➤ **Condiciones del río (Cr)**

Cuando	0.02
:	n = 5

Cauces de tierra natural alineados de manera óptima con o sin vegetación en los taludes, y gravillas dispuestas en los taludes.

Cuando	0.03
:	n = 0

Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable, con una vegetación marginal en los bordes y una pendiente considerable (característica de los ríos de entrada de ceja de selva).

Cuando	0.03
:	n = 5

Cauce de grava y gravilla con una notable variación en la sección transversal, con una vegetación marginal en los taludes y una pendiente reducida. (característica de los ríos de entrada de ceja de selva)

Cuando	0.04	
:	n = 0	hasta 0.05
		a 0

Cauce con un considerable volumen de canto rodado suelto y limpio, con una sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes, una característica característica de los ríos de la sierra y la ceja de selva.

Cuando

0.06
n = 0

 hasta

0.075
n = 0

Cauce con gran crecimiento de maleza, de sección obstruida por la vegetación externa y acuática de lineamiento y sección irregular. (típico de los ríos de la selva)

0.05
n = 0

 Valor adoptado según Scobey

Seleccionamos el menor valor de "n" de estos 2 criterios

0.05
n = 0

 Valor adoptado según Scobey

Cota del fondo de río en el inicio del tramo	:	1942.58 msnm
Cota del fondo de río en el final del tramo	:	1940.42 msnm
Longitud total del tramo	:	118.92 m
Aa : Area de la sección del río en la avenida	:	96.21 m ²
P : perimetro mojado de la avenida	:	230.15 m
S : pendiente de la superficie del fondo de cauce	:	0.01816
n : rugosidad del cauce del río.	:	0.0500

Reemplazando en la formula del caudal tendremos:

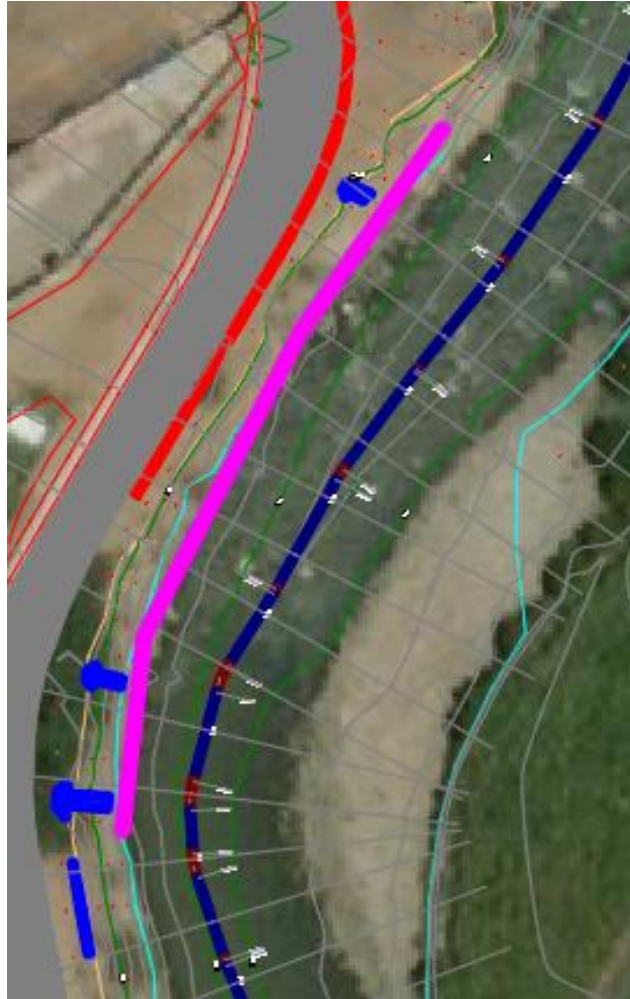
$$Q_{\max} = 144.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.10. TOPOGRAFÍA

4.10.1. SISTEMA DE COORDENADAS

El sistema de coordenadas es UTM WGS84 Zona 18L Sur. Los trabajos topográficos, fueron planteados en base a imágenes satelitales proporcionados por el civil 3D y cambiados en base a estas imágenes.

Figura 157
Topografía



Fuente. Civil 3D - versión 2018

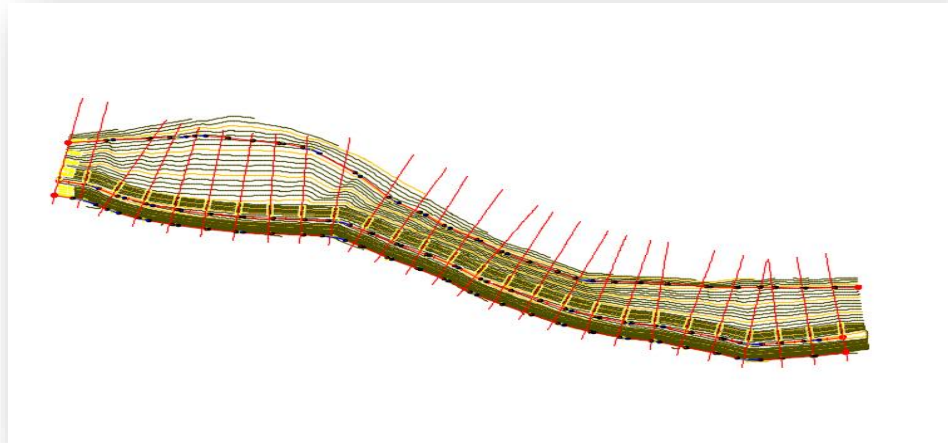
4.10.2. PUNTOS DE CONTROL TOPOGRÁFICO

Para los puntos de control de topografía se definieron el borde derecho e izquierdo del río, el eje del río tomado como cota fonda del río, las progresivas y las secciones se visualizan como progresivas desde el 0+000 hasta el 0+516.35 en sentido contrario al flujo del río, se considera de la siguiente manera ya que el programa de modelamiento de ríos HEC RAS lee la cota más alta en función a la progresiva mayor.

Cabe señalar que se debe realizar un levantamiento topográfico para conseguir resultados más próximos a la realidad.

Figura 158

Plano topográfico



Fuente. Civil 3D

4.10.3. TIPO DE CANTERA Y ROCAS

La cantera de roca se considerará proxima a la zona de trabajo, los resultados considerados del análisis de materiales y suelos serán (en base estudios de canteras de otro proyecto):

Densidad absoluta = 2.658 kg/cm³

Densidad aparente= 2.420 kg/cm³

Absorción= 0.27 %

Porosidad = 8.70%

Resistencia: Carga puntual = 3608.15 kg/cm²

4.11. DISEÑO DE LOS ENROCADOS DE PROTECCIÓN

4.11.1. DISEÑO DE LA SECCIÓN GEOMÉTRICA

Se procede a elucidar los cálculos necesarios para establecer la sección geométrica de los enrocados de protección, junto con la comprobación de su estabilidad.

Es importante destacar que se emplearán ciertos datos, tales como el peso específico de las rocas seleccionadas de manera académica, los caudales de diseño y las curvas de nivel, derivados de las investigaciones realizadas y asumidas en este estudio, que han servido como fundamento para la realización del diseño:

Estudio de Hidrología

Estudio de Canteras

Topografía del área de Estudio

Modelamiento con Hec-Ras 5.0.3 Río Huallaga (Forma Inicial).

La modelización del río Tulumayo se llevará a cabo utilizando el modelo matemático unidimensional Hec-Ras 5.0.3, una herramienta de software de licencia estadounidense desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada (US Army Corps of Engineering). El software Hec-Ras 5.0.3 (Centro de Ingeniería Hidráulica – Sistema de Análisis Fíor) es un software de modelización que incorpora cuatro categorías de análisis en ríos:

Este modelo nos permitirá sacar las velocidades, cota máxima del flujo, número de Froude, pendiente, Área mojada, Ancho estable en todos los progresivas del río.

Los Datos del diseño hidráulico necesarios se presentan a continuación:

Tabla 111

Los Datos del diseño hidráulico

Q _{max} =	144.98 m ³ /s
n =	0.0500

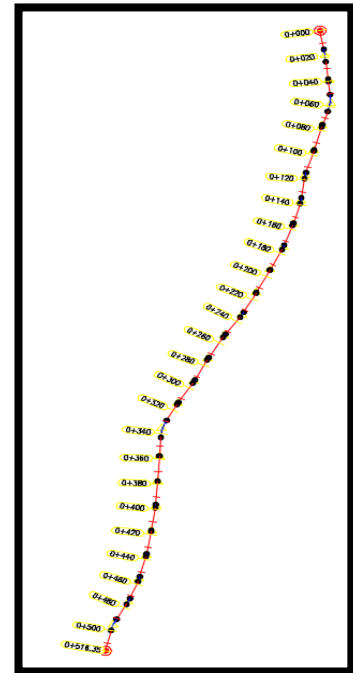
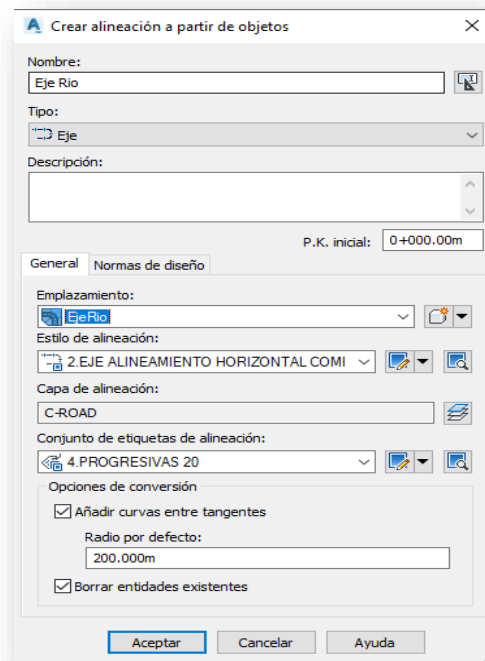
Valor adoptado según Scobey

Los datos geométricos del diseño necesarios se introducen con ayuda del civil 3D, los cuales son margen derecha, margen izquierda, eje medio y progresivas:

Detallaremos paso a paso el ingreso de estos datos al HEC -RAS
5.0.3:

Figura 159

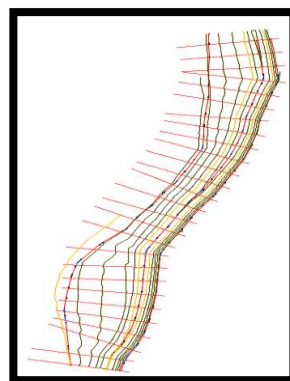
Paso 1: Creamos la alineación del eje de río



Fuente. Civil 3D v2018

Figura 160

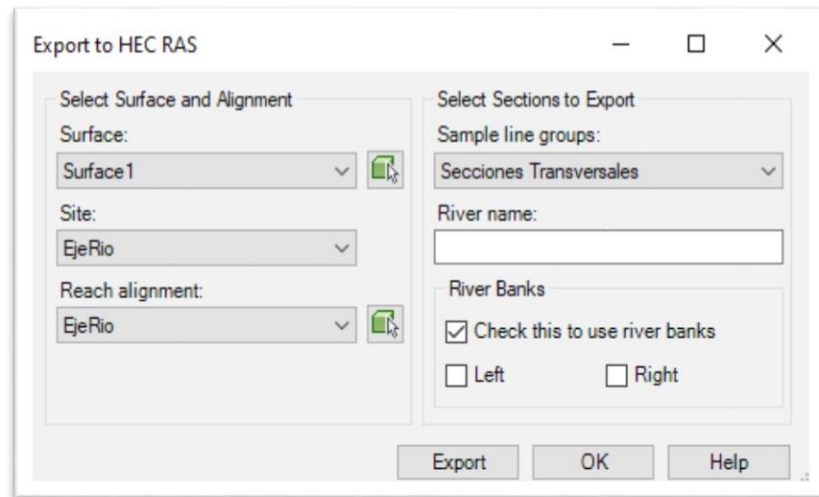
Paso 1: Creamos las secciones transversales y los bordes del río



Fuente. Civil 3D v2018

Figura 161

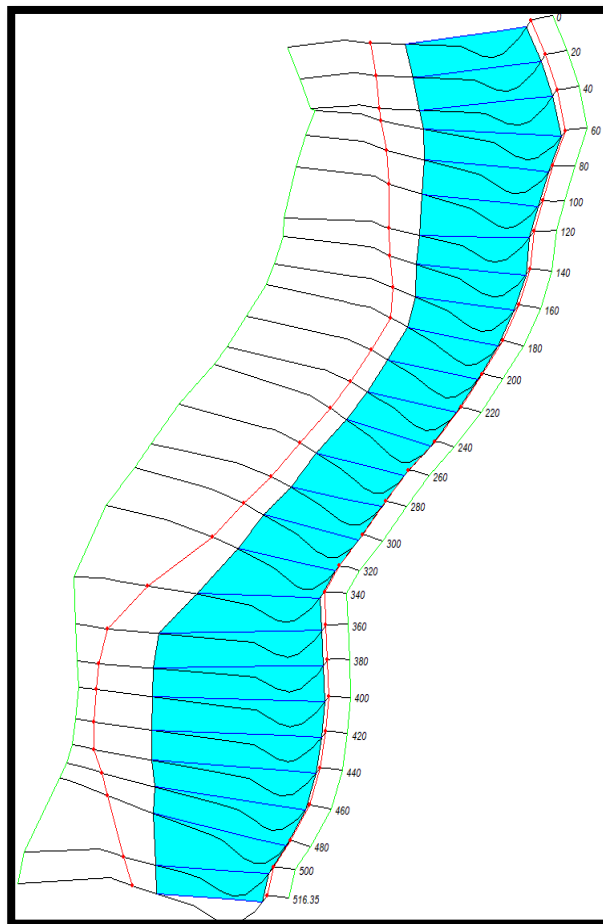
Paso 3: Exportamos las secciones ejes y cotas del terreno al HEC- RAS



Fuente. Civil 3D v2018

Figura 162

Paso 4: Importamos la geometría de civil 3D y colocamos los parámetros hídricos



Fuente. HEC-RAS 5.0.3

Figura 163

Exportaciones de las secciones generadas en Autocad Civil 3D

Edit Manning's n or k Values

River: ☒ Edit Interpolated XS's Channel n Values have a light green background

Reach:

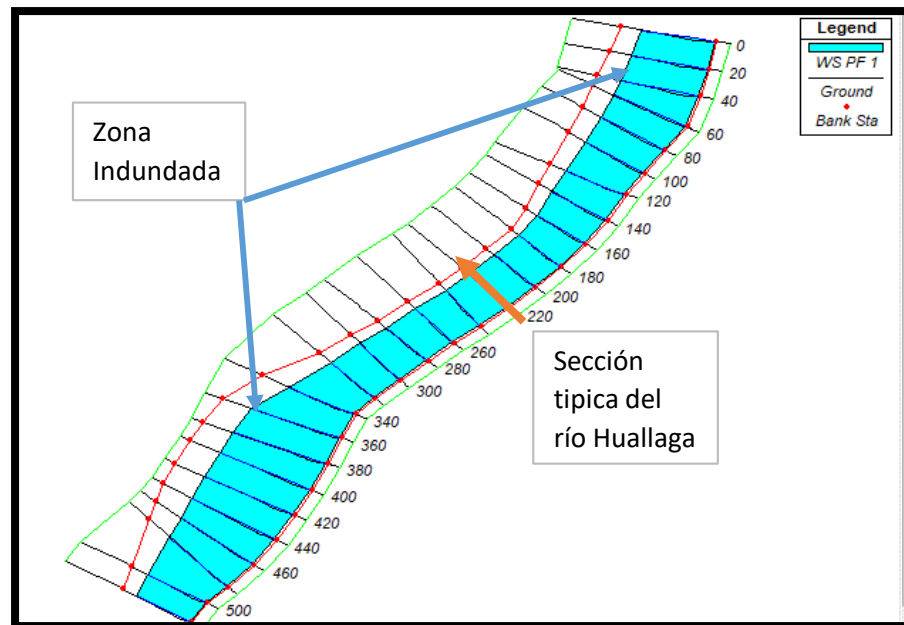
Selected Area Edit Options

	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	516.35	n	0.05	0.05	0.05
2	500	n	0.05	0.05	0.05
3	480	n	0.05	0.05	0.05
4	460	n	0.05	0.05	0.05
5	440	n	0.05	0.05	0.05
6	420	n	0.05	0.05	0.05
7	400	n	0.05	0.05	0.05
8	380	n	0.05	0.05	0.05
9	360	n	0.05	0.05	0.05
10	340	n	0.05	0.05	0.05
11	320	n	0.05	0.05	0.05
12	300	n	0.05	0.05	0.05
13	280	n	0.05	0.05	0.05
14	260	n	0.05	0.05	0.05
15	240	n	0.05	0.05	0.05
16	220	n	0.05	0.05	0.05
17	200	n	0.05	0.05	0.05
18	180	n	0.05	0.05	0.05
19	160	n	0.05	0.05	0.05
20	140	n	0.05	0.05	0.05
21	120	n	0.05	0.05	0.05
22	100	n	0.05	0.05	0.05
23	80	n	0.05	0.05	0.05
24	60	n	0.05	0.05	0.05
25	40	n	0.05	0.05	0.05
26	20	n	0.05	0.05	0.05
27	0	n	0.05	0.05	0.05

Se puede observar que, se llevaron a cabo las exportaciones de las secciones generadas en Autocad Civil 3D al software Hec-Ras 5.0.3. Posteriormente, se incorporaron los datos correspondientes al caudal de diseño, las pendientes y los coeficientes de Manning para así obtener la representación de la planta, el perfil longitudinal y las secciones transversales del modelo hidráulico. Con estos valores podemos apreciar la forma del río.

Figura 164

Vista en Planta modelamiento Hec- Ras río Tulumayo – Forma inicial

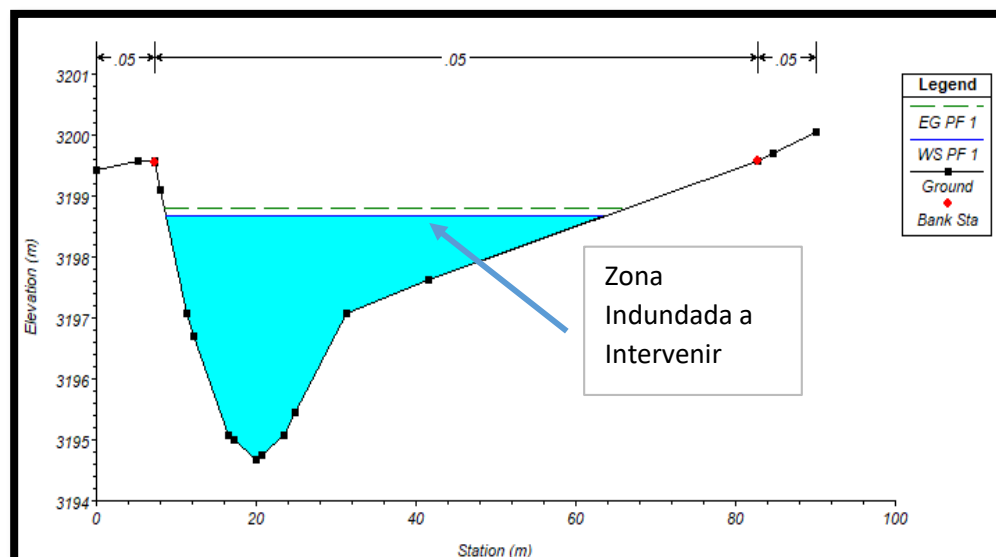


Fuente. HEC-RAS 5.0.3

Desde la perspectiva en Planta (como se muestra en la Figura Anterior), se puede apreciar claramente cómo el río Huallaga se desborda de manera descontrolada en la margen Izquierda, debido a un evento extremo de máximas avenidas, provocando la inundación del acceso que se sitúa justo al pie del pronunciado talud de la carretera 3N.

Figura 165

Sección 0+440 Modelamiento Hec-ras río Huallaga – Forma inicial



Fuente. HEC-RAS 5.0.3

La región inundada se sitúa entre las progresivas 0+320 y 0+516.35, mientras que las demás secciones derivadas del modelado pueden ser visualizadas en el software adjunto Hec-Ras en su forma natural. La siguiente tabla ilustra los parámetros hidráulicos derivados del proceso de modelización.

Tabla 112

Parámetros hidráulicos

Progresivas	Cota del Flujo	Cota de Fondo	Be (m)	Area (m2)	V (m/s)	Tirante	Froude
0+516	1946.51	1942.58	35.09	70.65	2.04	3.93	0.46
0+500	1946.45	1942.52	37.53	71.55	2.01	3.93	0.47
0+480	1946.39	1942.43	47.49	79.18	1.82	3.96	0.45
0+460	1946.31	1942.35	51.39	83.4	1.73	3.96	0.43
0+440	1946.24	1942.26	54.75	86.85	1.66	3.98	0.42
0+420	1946.17	1942.17	56.09	89.18	1.62	4	0.41
0+400	1946.11	1942.09	56.75	90.37	1.59	4.02	0.4
0+380	1946.04	1942	56.2	90.77	1.59	4.04	0.4
0+360	1945.96	1941.92	53.87	89.08	1.62	4.04	0.4
0+340	1945.84	1941.84	40.63	76.88	1.87	4	0.43
0+320	1945.72	1941.77	34.35	70.67	2.04	3.95	0.45
0+300	1945.64	1941.68	34.34	70.67	2.04	3.96	0.45
0+280	1945.54	1941.6	31.68	68.13	2.11	3.94	0.46
0+260	1945.45	1941.52	31.66	68.06	2.12	3.93	0.46
0+240	1945.37	1941.44	31.68	67.93	2.12	3.93	0.46
0+220	1945.28	1941.35	31.61	67.82	2.12	3.93	0.46
0+200	1945.19	1941.27	31.6	67.64	2.13	3.92	0.46
0+180	1945.11	1941.18	31.63	67.81	2.12	3.93	0.46
0+160	1945.03	1941.09	33.47	68.86	2.09	3.94	0.47
0+140	1944.95	1941.01	36.55	71.72	2.01	3.94	0.46
0+120	1944.86	1940.92	36.36	70.54	2.04	3.94	0.47
0+100	1944.78	1940.84	39.05	73.2	1.97	3.94	0.46
0+080	1944.7	1940.76	41.6	75.24	1.91	3.94	0.45
0+060	1944.63	1940.67	45.73	79.7	1.81	3.96	0.44
0+040	1944.55	1940.58	44.7	79.05	1.82	3.97	0.44
0+020	1944.46	1940.49	43.11	77.9	1.85	3.97	0.44
0+000	1944.37	1940.42	41.24	75.71	1.9	3.95	0.45

Modelamiento con Hec-Ras 5.0.3 Río Huallaga (Con Muro). Al llevar a cabo el modelado del río Huallaga, se detectó un desbordamiento en determinados tramos que impactó el pie de talud de la carretera 3N. En consecuencia, se llevó a cabo un nuevo modelado

del río, incorporando un dique en las áreas donde se produce el desbordamiento. De este modo, se consiguieron los parámetros hidráulicos requeridos en cada etapa del proceso.

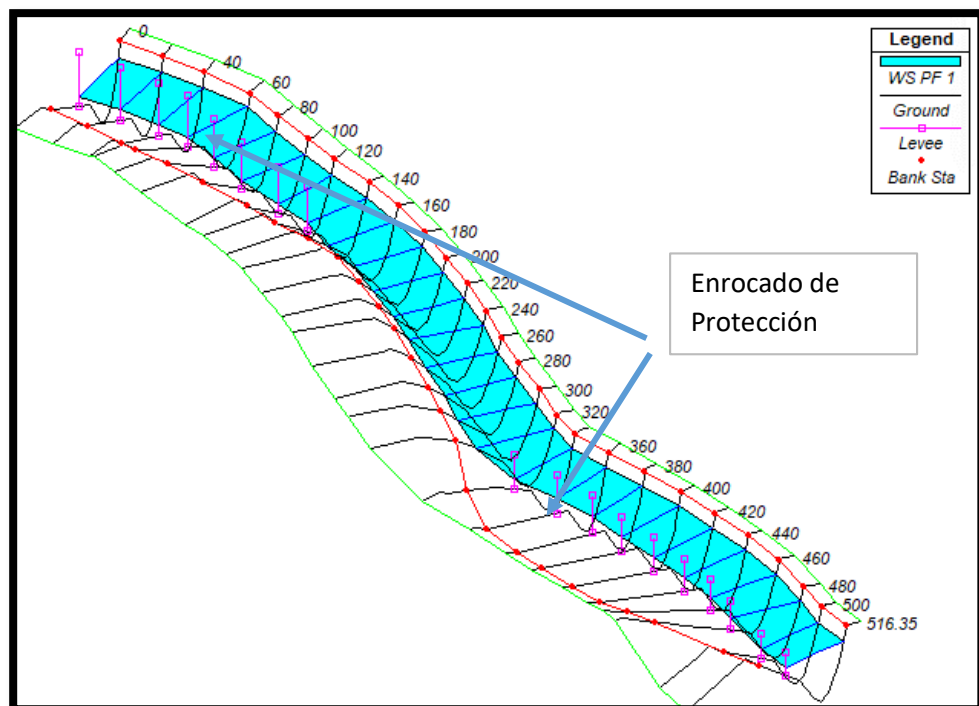
El procedimiento para llevar a cabo el modelado fue el mismo que se detalló en el ítem correspondiente

Los hallazgos obtenidos serán fundamentales para la elaboración del diseño de los enrocados de protección.

En la Figura siguiente se aprecia la vista en planta del modelamiento del río Huallaga con muro y en el cuadro N° 1 los resultados conseguidos.

Figura 166

Enrocado de protección



Fuente. HEC-RAS V 5.0.3

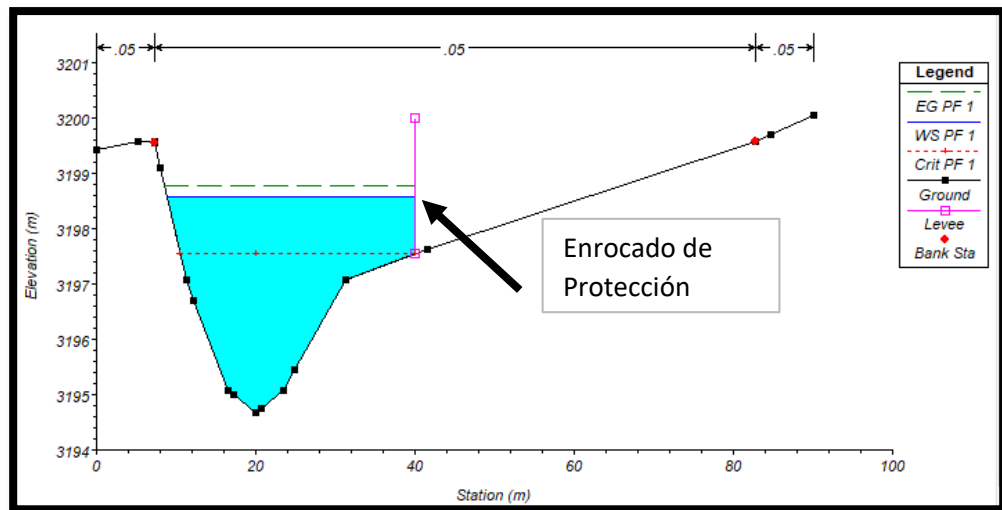
Tabla 113*Enrocado de protección*

Progresivas	Cota del Flujo	Cota de Fondo	Be (m)	Area (m2)	V (m/s)	Tirante	Froude
0+516	1946.51	1942.58	29.26	66.53	2.17	3.93	0.46
0+500	1946.45	1942.52	29.29	66.37	2.17	3.93	0.46
0+480	1946.39	1942.43	31.1	69.14	2.08	3.96	0.45
0+460	1946.31	1942.35	31.11	70.18	2.05	3.96	0.44
0+440	1946.24	1942.26	31.13	71.03	2.03	3.98	0.43
0+420	1946.17	1942.17	31.16	71.74	2.01	4	0.42
0+400	1946.11	1942.09	31.18	72.26	1.99	4.02	0.42
0+380	1946.04	1942	29.19	69.92	2.06	4.04	0.43
0+360	1945.96	1941.92	29.21	70.1	2.06	4.04	0.42
0+340	1945.84	1941.84	31.13	71.27	2.02	4	0.43
0+320	1945.72	1941.77	34.1	69.75	2.07	3.95	0.46
0+300	1945.64	1941.68	34.06	69.63	2.07	3.96	0.46
0+280	1945.54	1941.6	31.41	67.01	2.15	3.94	0.47
0+260	1945.45	1941.52	31.35	66.78	2.16	3.93	0.47
0+240	1945.37	1941.44	31.32	66.45	2.17	3.93	0.48
0+220	1945.28	1941.35	31.2	66.14	2.18	3.93	0.48
0+200	1945.19	1941.27	31.12	65.69	2.19	3.92	0.48
0+180	1945.11	1941.18	31.09	65.56	2.2	3.93	0.48
0+160	1945.03	1941.09	32.7	66.15	2.18	3.94	0.49
0+140	1944.95	1941.01	29.06	65.97	2.18	3.94	0.46
0+120	1944.86	1940.92	28.93	64.82	2.22	3.94	0.47
0+100	1944.78	1940.84	31.02	67.29	2.14	3.94	0.46
0+080	1944.7	1940.76	31.04	67.79	2.13	3.94	0.46
0+060	1944.63	1940.67	31.44	69.54	2.07	3.96	0.44
0+040	1944.55	1940.58	31.08	69.14	2.08	3.97	0.45
0+020	1944.46	1940.49	31.14	69.25	2.08	3.97	0.45
0+000	1944.37	1940.42	31.05	68.36	2.11	3.95	0.45

En la siguiente Figurase observa la sección 0+440 del modelamiento considerando el enrocado en la zona en donde existía el desbordamiento.

Figura 167

Sección 0+440



4.11.2. CÁLCULO DEL NIVEL DE CIMENTACIÓN DEL ENROCADO

Cálculo de la Profundidad Socavación. La verificación del nivel de cimentación del enrocado se realizará mediante el análisis de socavación, para el cual se empleará el método sugerido por LISCHTVAN-LEBEDIEV para suelos no cohesivos.

$$H_s = \left(\frac{\alpha * H_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 * dm^{0.28} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Be * y_m^{5/3}}$$

Dónde:

HS : Calado total de erosión (m)

H0 : Profundidad media (m)

Be: Sección estable determinada (m)

β : Coeficiente que se encuentra condicionado por la periodicidad con la que se realiza la avenida de análisis.

dm : Diámetro medio de los granos de fondo (mm)

x : Exponente para material no cohesivo en relación del peso específico

ym : Tirante medio (m)

Tabla 114

Probabilidad anual (%) de gasto de diseño

Datos iniciales:		
dm =	0.15mm	B = 1.06 (cuadro N° 1)
		x = 0.42 (cuadro N° 2)
Probabilidad anual (en%) de que se presente el gasto de diseño		Coeficiente B
100		0.77
50		0.82
20		0.86
10		0.90
5		0.94
2		0.97
1		1.00
0.30		1.03
0.20		1.05
0.10		1.07

Tabla 115

Valores de x y 1/(1+x) para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
dm (mm)	x	1/(1+x)	dm (mm)	x	1/(1+x)	dm (mm)	x	1/(1+x)	dm (mm)	x	1/(1+x)
0.80	0.52	0.6579	1.20	0.39	0.7194	0.05	0.43	0.699	40	0.30	0.7692
0.83	0.51	0.6623	1.24	0.38	0.7246	0.15	0.42	0.704	60	0.29	0.7752
0.86	0.50	0.6667	1.28	0.37	0.7299	0.50	0.41	0.709	90	0.28	0.7813
0.88	0.49	0.6711	1.34	0.36	0.7353	1.00	0.40	0.714	140	0.27	0.7874
0.90	0.48	0.6757	1.40	0.35	0.7407	1.50	0.39	0.719	190	0.26	0.7937
0.93	0.47	0.6803	1.46	0.34	0.7463	2.50	0.38	0.725	250	0.25	0.8000
0.86	0.46	0.6849	1.52	0.33	0.7519	4.00	0.37	0.73	310	0.24	0.8065

0.98	0.45	0.6897	1.58	0.32	0.7576	6.00	0.36	0.735	370	0.23	0.8130
1.00	0.44	0.6944	1.64	0.31	0.7634	8.00	0.35	0.741	450	0.22	0.8197
1.04	0.43	0.6993	1.71	0.30	0.7692	10.00	0.34	0.746	570	0.21	0.8264
1.08	0.42	0.7042	1.80	0.29	0.7752	15.00	0.33	0.752	750	0.20	0.8333
1.12	0.41	0.7092	1.89	0.28	0.7813	20.00	0.32	0.758	1000	0.19	0.8403
1.16	0.40	0.7143	2.00	0.27	0.7874	25.00	0.31	0.763			

Para la progresiva 0+000

Cálculo del valor de α :

$$\alpha = 144.98 / (29.26 * 2.27^{5/3})$$

$$\alpha = 1.26$$

Cálculo del valor de HS:

$$HS =$$

$$HS = 5.650$$

Tabla 116*Resultados del cálculo profundidad de socavación*

Progresivas	Q (m3/s)	V (m/s)	H0(m)	Be(m)	A (m2)	Ym	dm	B	x	α	Hs	Socavación (m)
0+516	144.98	2.17	3.93	29.26	66.5	2.27	0.15	1.06	0.42	1.26	5.65	1.72
0+500	144.98	2.17	3.93	29.29	66.4	2.27	0.15	1.06	0.42	1.27	5.65	1.72
0+480	144.98	2.08	3.96	31.10	69.1	2.22	0.15	1.06	0.42	1.23	5.41	1.45
0+460	144.98	2.05	3.96	31.11	70.2	2.26	0.15	1.06	0.42	1.2	5.41	1.45
0+440	144.98	2.03	3.98	31.13	71	2.28	0.15	1.06	0.42	1.18	5.41	1.43
0+420	144.98	2.01	4	31.16	71.7	2.3	0.15	1.06	0.42	1.16	5.41	1.41
0+400	144.98	1.99	4.02	31.18	72.3	2.32	0.15	1.06	0.42	1.15	5.4	1.38
0+380	144.98	2.06	4.04	29.19	69.9	2.4	0.15	1.06	0.42	1.16	5.66	1.62
0+360	144.98	2.06	4.04	29.21	70.1	2.4	0.15	1.06	0.42	1.15	5.66	1.62
0+340	144.98	2.02	4	31.13	71.3	2.29	0.15	1.06	0.42	1.17	5.41	1.41
0+320	144.98	2.07	3.95	34.10	69.8	2.05	0.15	1.06	0.42	1.29	5.07	1.12
0+300	144.98	2.07	3.96	34.06	69.6	2.04	0.15	1.06	0.42	1.29	5.08	1.12
0+280	144.98	2.15	3.94	31.41	67	2.13	0.15	1.06	0.42	1.31	5.37	1.43
0+260	144.98	2.16	3.93	31.35	66.8	2.13	0.15	1.06	0.42	1.31	5.38	1.45
0+240	144.98	2.17	3.93	31.32	66.5	2.12	0.15	1.06	0.42	1.32	5.39	1.46
0+220	144.98	2.18	3.93	31.20	66.1	2.12	0.15	1.06	0.42	1.33	5.4	1.47
0+200	144.98	2.19	3.92	31.12	65.7	2.11	0.15	1.06	0.42	1.34	5.41	1.49
0+180	144.98	2.2	3.93	31.09	65.6	2.11	0.15	1.06	0.42	1.34	5.41	1.48
0+160	144.98	2.18	3.94	32.70	66.2	2.02	0.15	1.06	0.42	1.37	5.22	1.28
0+140	144.98	2.18	3.94	29.06	66	2.27	0.15	1.06	0.42	1.27	5.68	1.74
0+120	144.98	2.22	3.94	28.93	64.8	2.24	0.15	1.06	0.42	1.31	5.7	1.76
0+100	144.98	2.14	3.94	31.02	67.3	2.17	0.15	1.06	0.42	1.29	5.42	1.48

0+080	144.98	2.13	3.94	31.04	67.8	2.18	0.15	1.06	0.42	1.27	5.42	1.48
0+060	144.98	2.07	3.96	31.44	69.5	2.21	0.15	1.06	0.42	1.23	5.37	1.41
0+040	144.98	2.08	3.97	31.08	69.1	2.22	0.15	1.06	0.42	1.23	5.42	1.45
0+020	144.98	2.08	3.97	31.14	69.3	2.22	0.15	1.06	0.42	1.23	5.41	1.44
0+000	144.98	2.11	3.95	31.05	68.4	2.2	0.15	1.06	0.42	1.25	5.42	1.47

Las profundidades de socavación obtenidas tienen como mínimo valor a 1.12m y 1.76m como máximo y 1.47 m como promedio.

Cálculo de Profundidad de la Uña (P). Una vez establecida la profundidad de socavación, esta señala el grado de excavación del río, así como la profundidad requerida para la cimentación de las estructuras. Esta profundidad se determina en función del tipo de material considerado en el cálculo, suelos no cohesivos o suelos no cohesivos.

El cálculo de socavación se determinó la profundidad de máxima de socavación, además tenemos 2 tramos para poder colocar los enrocados y la altura de la uña de enrocado para el primer tramo (color naranja) y segundo tramo color azul serán de:

Tabla 117

Tramos

P (1er Tramo) =	1.80	m
P (2do Tramo) =	1.80	m

Cálculo de la Altura del Enrocado (H). La altura del enrocado se calcula a partir de la brecha entre el nivel de flujo y la cota de socavación, más el borde libre; la altura del enrocado se calcula a partir de la brecha entre el nivel de flujo y la cota de socavación.

El caudal y la rapidez del río Huallaga provienen del análisis HEC RAS; para determinar el límite libre, se utilizará la expresión por energía para calcular el límite libre.

$$H = \text{CotaFlujo} - \text{Cotasocavación} + f$$

$$f = \phi \left[\frac{V^2}{2g} \right]$$

Donde:

H : Altura del enrocado

f : Borde libre (m)

V: Velocidad (m/s)

ϕ : Coeficiente en función de la máxima descarga

g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

Datos:

$\phi = 1.1$ del cuadro

Tabla 118

Caudal-coeficiente

<i>Caudal Maximo (m³/s)</i>	<i>Coeficiente (ϕ)</i>
3000 - 4000	2.00
2000 - 3000	1.70
1000 - 2000	1.40
500 - 1000	1.20
100 - 500	1.10
Menor a 100	1.00

Por lo tanto, calculamos la altura de enrocado en el siguiente cuadro:

Tabla 119

Altura de enrocado

Progresivas	Nivel de Flujo	Velocidad	Borde Libre	Cota Socavación	Altura enrocada	H(m)
0+516	1946.51	2.17	0.26	1940.86	5.91	5.80
0+500	1946.45	2.17	0.26	1940.80	5.91	
0+480	1946.39	2.08	0.24	1940.98	5.66	
0+460	1946.31	2.05	0.24	1940.90	5.65	
0+440	1946.24	2.03	0.23	1940.83	5.64	
0+420	1946.17	2.01	0.23	1940.76	5.63	
0+400	1946.11	1.99	0.22	1940.71	5.62	
0+380	1946.04	2.06	0.24	1940.38	5.90	
0+360	1945.96	2.06	0.24	1940.30	5.89	
0+340	1945.84	2.02	0.23	1940.43	5.64	
0+320	1945.72	2.07	0.24	1940.65	5.31	No enrocado
0+300	1945.64	2.07	0.24	1940.56	5.32	
0+280	1945.54	2.15	0.26	1940.17	5.63	
0+260	1945.45	2.16	0.26	1940.07	5.64	
0+240	1945.37	2.17	0.26	1939.98	5.65	
0+220	1945.28	2.18	0.27	1939.88	5.67	
0+200	1945.19	2.19	0.27	1939.78	5.68	
0+180	1945.11	2.2	0.27	1939.70	5.69	
0+160	1945.03	2.18	0.27	1939.81	5.49	
0+140	1944.95	2.18	0.27	1939.27	5.94	

0+120	1944.86	2.22	0.28	1939.16	5.97	5.80
0+100	1944.78	2.14	0.26	1939.36	5.68	
0+080	1944.7	2.13	0.25	1939.28	5.67	
0+060	1944.63	2.07	0.24	1939.26	5.61	
0+040	1944.55	2.08	0.24	1939.13	5.66	
0+020	1944.46	2.08	0.24	1939.05	5.65	
0+000	1944.37	2.11	0.25	1938.95	5.67	

De los cálculos anteriores se obtuvieron 2 valores para cada tramo el cual es el mismo.

Progresiva 0+000 al
0+140 : 5.80
Progresiva 0+340 al
0+516 : 5.80

Cálculo del Diámetro Medio de la Roca (D50). Para cuantificar el diámetro de la roca, se empleará el método propuesto por el Departamento de Transporte de los Estados Unidos, el cual propone las relaciones siguientes:

$$D'_{50} = \frac{0.00594V^3}{y_m^{0.5} \cdot K_1^{1.5}}$$

$$D_{50} = C \cdot D'_{50}$$

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(\gamma_s - 1)^{1.5}}$$

$$K_1 = \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}\right)^{0.50}$$

$$C = C_{sg} \cdot C_{sf}$$

$$C_{sf} = \left(\frac{FS}{1.2}\right)^{1.5}$$

Donde:

D50 : Diámetro medio de las rocas (m) (la mitad de la muestra tiene el diámetro máximo)

V : Velocidad media del flujo (m/s)

y : Profundidad de flujo (m)

K1 : Factor de corrección

θ : Ángulo de inclinación del talud

ϕ : Ángulo de reposo del material enrocado.

C : Factor de corrección

Ys : Peso definido del material del enrocado.

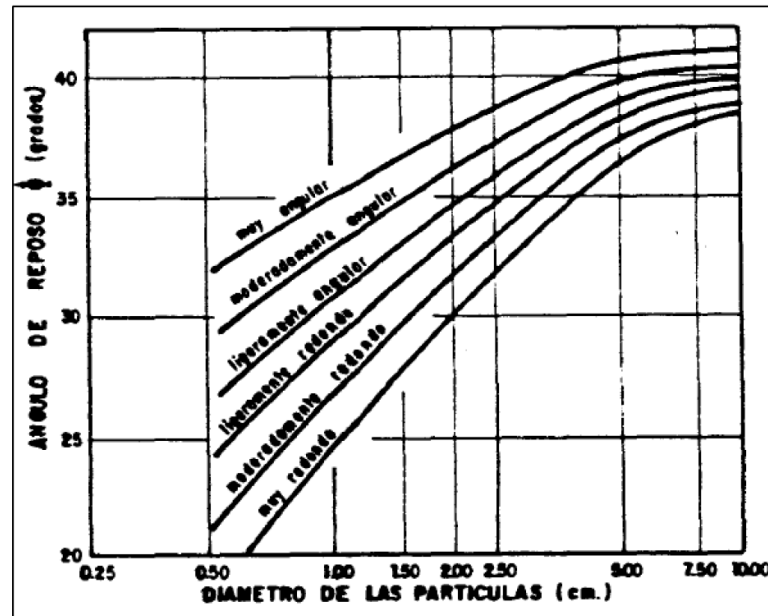
FS : Factor de seguridad

Datos:

$\Theta =$	26.57	$Z =$	2	Talud	$FS =$	1.6
$\phi =$	41	de la figura				
$Ys =$	2.658	dato asumido en el estudio de cantera				

Figura 168

Ángulo de reposo de material no cohesivo según la U.S Bureau of Reclamation



Por lo tanto, calculamos el diámetro medio de la roca por tramos en el siguiente cuadro.

Tabla 120

Diámetro medio de la roca

Progresivas	Q (m3/s)	Velocidad	Ym	K1	ϕ	D'50	C	D50
0+516	144.98	2.17	2.27	0.732	41.00	0.0643	1.53	0.10
0+500	144.98	2.17	2.27	0.732	41.00	0.0644	1.53	0.10
0+480	144.98	2.08	2.22	0.732	41.00	0.0573	1.53	0.09
0+460	144.98	2.05	2.26	0.732	41.00	0.0544	1.53	0.08
0+440	144.98	2.03	2.28	0.732	41.00	0.0526	1.53	0.08
0+420	144.98	2.01	2.30	0.732	41.00	0.0508	1.53	0.08
0+400	144.98	1.99	2.32	0.732	41.00	0.0491	1.53	0.08
0+380	144.98	2.06	2.40	0.732	41.00	0.0536	1.53	0.08
0+360	144.98	2.06	2.40	0.732	41.00	0.0536	1.53	0.08
0+340	144.98	2.02	2.29	0.732	41.00	0.0517	1.53	0.08
0+320	144.98	2.07	3.95	0.732	41.00	0.0424	1.53	0.06

0+300	144.98	2.07	3.96	0.732	41.00	0.0423	1.53	0.06
0+280	144.98	2.15	3.94	0.732	41.00	0.0475	1.53	0.07
0+260	144.98	2.16	3.93	0.732	41.00	0.0482	1.53	0.07
0+240	144.98	2.17	3.93	0.732	41.00	0.0489	1.53	0.07
0+220	144.98	2.18	3.93	0.732	41.00	0.0496	1.53	0.08
0+200	144.98	2.19	3.92	0.732	41.00	0.0504	1.53	0.08
0+180	144.98	2.2	3.93	0.732	41.00	0.051	1.53	0.08
0+160	144.98	2.18	3.94	0.732	41.00	0.0495	1.53	0.08
0+140	144.98	2.18	3.94	0.732	41.00	0.0495	1.53	0.08
0+120	144.98	2.22	3.94	0.732	41.00	0.0523	1.53	0.08
0+100	144.98	2.14	3.94	0.732	41.00	0.0469	1.53	0.07
0+080	144.98	2.13	3.94	0.732	41.00	0.0462	1.53	0.07
0+060	144.98	2.07	3.96	0.732	41.00	0.0423	1.53	0.06
0+040	144.98	2.08	3.97	0.732	41.00	0.0429	1.53	0.07
0+020	144.98	2.08	3.97	0.732	41.00	0.0429	1.53	0.07
0+000	144.98	2.11	3.95	0.732	41.00	0.0449	1.53	0.07

En promedio, se obtiene un valor de 0.08m. En consecuencia, para propósitos constructivos, se empleará como diámetro medio $D50 = 0.60$ m

Cálculo del Espesor Mínimo del Enrocado (T). Una vez establecida la profundidad de socavación, esta señala el grado de excavación del río, así como la profundidad requerida para la cimentación de las estructuras. Esta profundidad está condicionada por el tipo de material considerado en el cálculo, suelos no cohesivos.

No debe ser inferior al tamaño máximo de la roca destinada al proceso de enrocado.

$$T = D_{100} = 0.90 \text{ m}$$

No debe ser menor de $1.5 \cdot D_{50}$:

$$T = 1.5D_{50} = 0.90 \text{ m}$$

Por razones constructivas, no deberá ser menor a 30 cm

$$T_{\min} = D_{30} = 0.30 \text{ m}$$

Por lo tanto, el espesor de diseño elegido:

$$T_{\text{Diseño}} = 0.90 \text{ m}$$

➤ **Cálculo del Ancho de la Base (A)**

A partir del cálculo de la profundidad de socavación, se estableció el valor del ancho del enrocado en la base empleando la siguiente fórmula:

$$A = 1.5e$$

Donde:

A: Ancho del enrocado en la base (m)

E: Profundidad de socavación (m)

Tabla 121

Profundidad de socavación

Progresivas	Socavación	Ancho de la base	Ancho a uña
0+516	1.72	2.58	2.60
0+500	1.72	2.57	
0+480	1.45	2.18	
0+460	1.45	2.18	
0+440	1.43	2.14	
0+420	1.41	2.11	
0+400	1.38	2.07	
0+380	1.62	2.43	
0+360	1.62	2.43	
0+340	1.41	2.11	
0+320	1.12	1.68	No es necesario
0+300	1.12	1.68	
0+280	1.43	2.15	
0+260	1.45	2.18	
0+240	1.46	2.18	
0+220	1.47	2.21	
0+200	1.49	2.24	
0+180	1.48	2.23	
0+160	1.28	1.93	
0+140	1.74	2.61	270
0+120	1.76	2.63	
0+100	1.48	2.22	
0+080	1.48	2.22	
0+060	1.41	2.12	
0+040	1.45	2.17	
0+020	1.44	2.16	
0+000	1.47	2.20	

De los cálculos anteriores se obtuvieron 2 valores para cada tramo los cuales son:

Progresiva 0+000 al 0+140	:	2.70
Progresiva 0+340 al 0+516	:	2.60

➤ **Estabilidad del Enrocado.**

El criterio de estabilización mediante enrocado se basa en la valoración analítica de las fuerzas de corte inducidas por el flujo en el cauce y la capacidad del enrocado de protección para resistir dichas fuerzas.

Cálculo del Esfuerzo Cortante Local

Utilizando la siguiente ecuación:

$$\tau_0 = \frac{\gamma \bar{V}^2}{(18 \log \frac{12.2y}{D_{50}})^2}$$

De donde se tiene los siguientes datos:

- γ : Peso definido del agua: **1000 kg/m³**
- V : Velocidad media del agua (m/s): **2.11 m/s**
- y : Tirante medio (m): **2.22 m**
- T_{50} : Diámetro medio: **0.6 m**

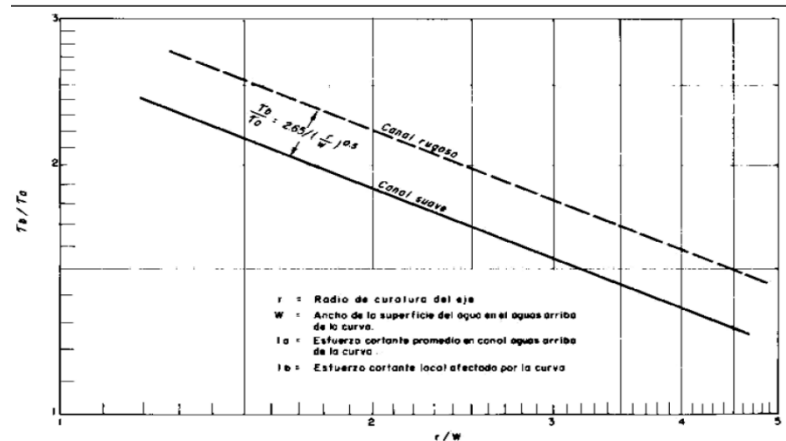
Reemplazando los datos en la ecuación se obtiene:

$$\tau_0 = 5.02 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo del Esfuerzo Cortante Local en Curvas. Para calcular este parámetro se empleará la Figura 156, en donde se observa la ecuación siguiente:

Figura 169

Corte en curvas de canales



Fuente. Técnicas de protección de riberas- cepes.org.pe

Donde:

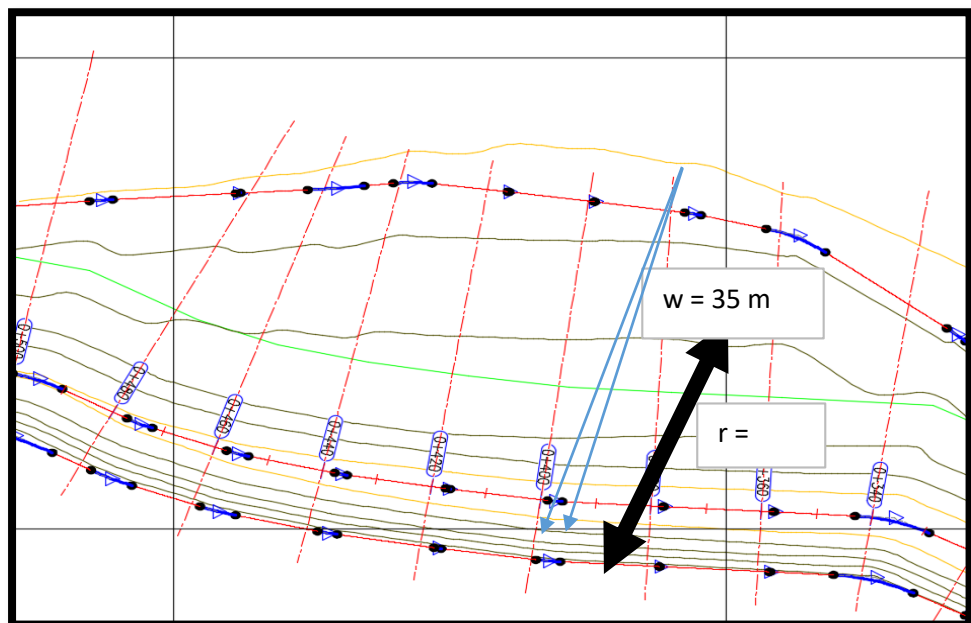
r : Radio de curvatura del eje

w : Ancho de la superficie de agua (aguas arriba de la curvatura)

Los valores r y w se obtienen del Plano:

Figura 170

Corte en curvas de canales



$$\begin{aligned} r &= 24 \text{ m} \\ w &= 35 \text{ m} \end{aligned}$$

Reemplazando en la ecuación se obtiene: $\frac{\tau_b}{\tau_a} =$

$$3.2 \text{ Kg/m}^2$$

Luego, el nuevo valor del esfuerzo cortante será:

$$\tau'_{o} = 16.06 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo del Esfuerzo Cortante para el Fondo Utilizando la ecuación:

$$\tau = a(\gamma_s - \gamma)D_{50}$$

De donde se tiene los siguientes datos:

Ys: Peso definido de la roca: 2658 kg/m³

Y: Peso definido del agua: 1000kg/ m³

a: Coeficiente, canales anchos asumir 0.04.: 0.04

D50 : Diametro promedio de la roca.: 0.6m

Reemplazando en la ecuación se obtiene:

$$\tau = 39.79 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo del Esfuerzo Cortante en el Talud

$$\tau' = \tau \left(1 - \frac{\text{Sen}^2 \theta}{\text{Sen}^2 \phi} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

to : Esfuerzo cortante de diseño en los taludes: 5.020 kg/m²

θ: Angulo del talud con la horizontal: 26.57

φ: Angulo de reposo del enrocado: 41.00

Al reemplazar la ecuación se obtiene:

$\tau' =$	29.11 Kg/m ²
-----------	-------------------------

Luego, se cumple la relación

$\tau_o \leq$	τ'
5.02 ≤	29.11

 OK

Factor de Seguridad al Deslizamiento Utilizando la ecuación

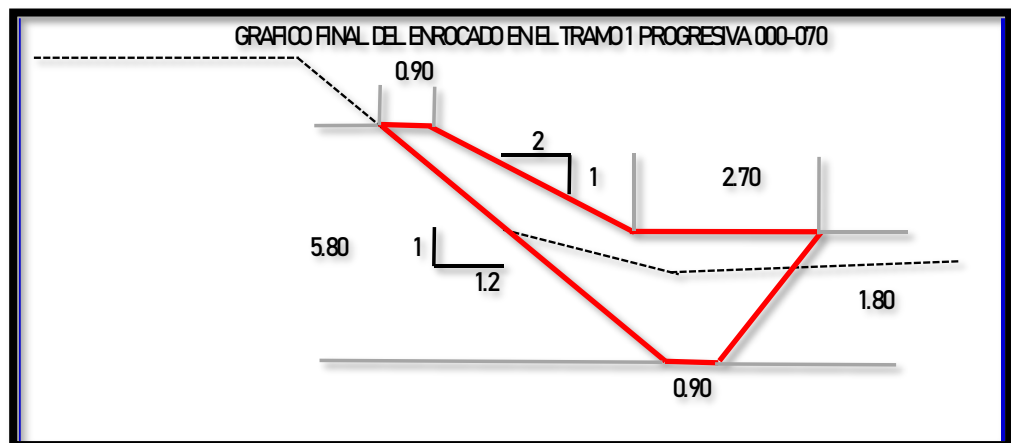
$$F.S. = \frac{tg\phi}{tg\theta}$$

FS =	1.74
------	------

Por lo tanto, el valor adoptado de 1.60 cumple con las condiciones

Figura 171

Gráfico final del enrocado en el tramo 1 progresiva 000-070



4.12. DISEÑO DE GEOCELDA

La valoración de la estabilidad de los taludes requiere un análisis que contemple diversos factores, incluyendo: la determinación del perfil del talud, la caracterización de la resistencia del suelo, las condiciones de filtración y

agua subterránea, la selección de una superficie de deslizamiento o falla y el cálculo de su componente de seguridad. De ser necesario se usan sistemas como es el de geoceldas para mejorar más aun el Angulo del talud. El diseño se basa en mejorar el suelo con las características de la geocelda TECWEB TW354. Cuyas propiedades se muestran en este informe.

Altura de la celda: 100mm

Resistencia a la fluencia: 18 kN/m

Elongación a la fluencia: 12%

Resistencia a la ruptura: 13 kN/m

Elongación de la ruptura: 100%

Resistencia al desgarro: 155N

Resistencia al punzonamiento: 330N

Mejoramiento del ángulo de fricción: 28°

Talud máximo: $\frac{1}{4}$

Talud de diseño: 1/7

Para esto se analizará el tramo de material suelto que se considera más perjudicial por los ejecutores en la progresiva 0+120 hasta el 0+180 que tiene por datos lo siguiente:

Peso específico: 145 kN/m³.

Estado de tensión: Efectivo

Ángulo de fricción interna: 17.00°.

Ángulo mejorado máximo: 32°

Ángulo de diseño: 28°

Cohesión: 0.01. kPa

Modo de cálculo de Subpresión: Estándar

Peso unitario de suelo saturado: 175 kN/m³.

El análisis de esta estabilidad se realiza con el programa de cómputo GEO5 “estabilidad de taludes”.

Del terreno tenemos los siguientes datos:

Figura 172

Del Suelo

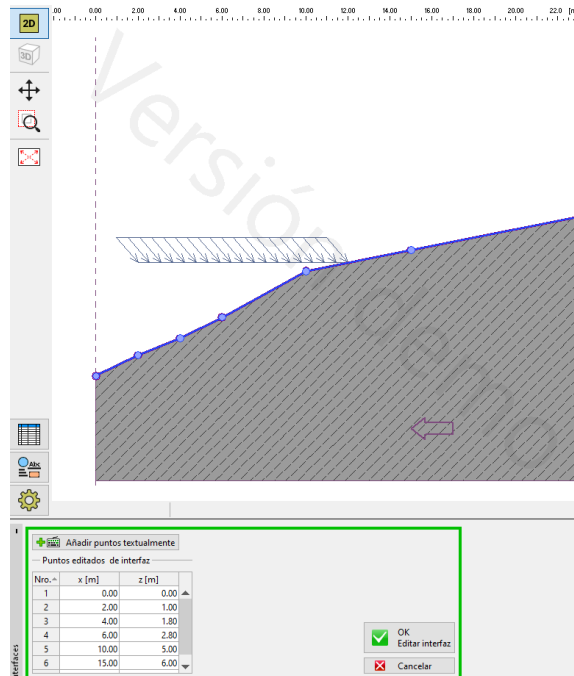
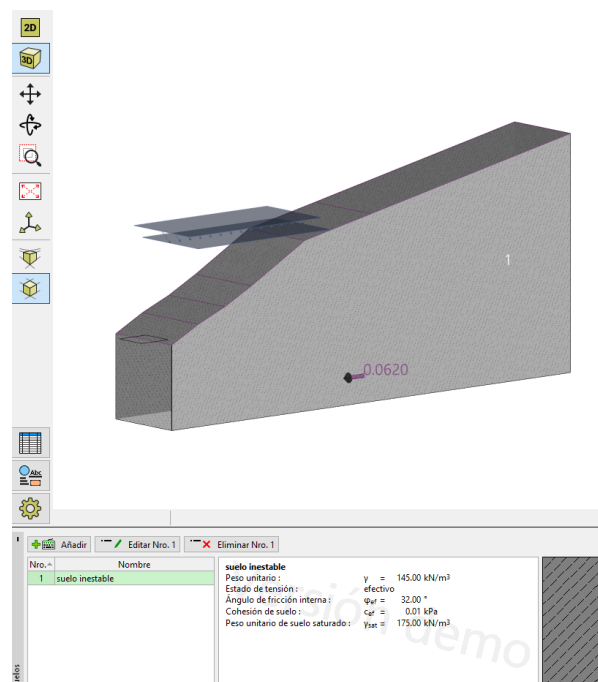


Figura 173

Del círculo de deslizamiento los siguientes datos:



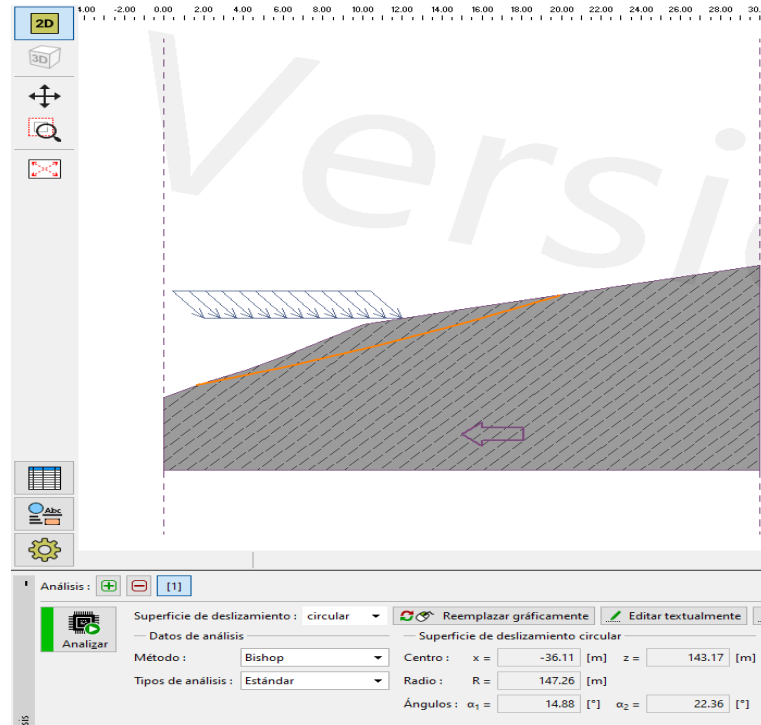
Radio de deslizamiento : 147.26m

Angulo de buzamiento de superficie de deslizamiento.

A continuación, se muestra en la figura:

Figura 174

Del sismo



El coeficiente k_h es una fracción del coeficiente de la aceleración del suelo ($A_m = ZUCS/R$)

$k_h = 0.50 A_m$; para suelos firmes.

$k_h = 0.65 A_m$; para suelos medio densos o medio compactados.

Entonces:

$Z = 0.25$ (factor de zona – Pillco marca)

$U = 1.00$ (riesgo bajo)

$C = 2.50$ (máximo permitido)

$S = 1.20$ (suelos intermedios)

$R = 8.00$ (sin estructuras o suelos intermedios o flexibles)

$k_h = 0.67 \cdot 0.25 \cdot 1.00 \cdot 2.50 \cdot 1.20 / 8 = 0.062$

$$K_h=0.062$$

Figura 175

El análisis de estabilidad nos resulta como sigue:

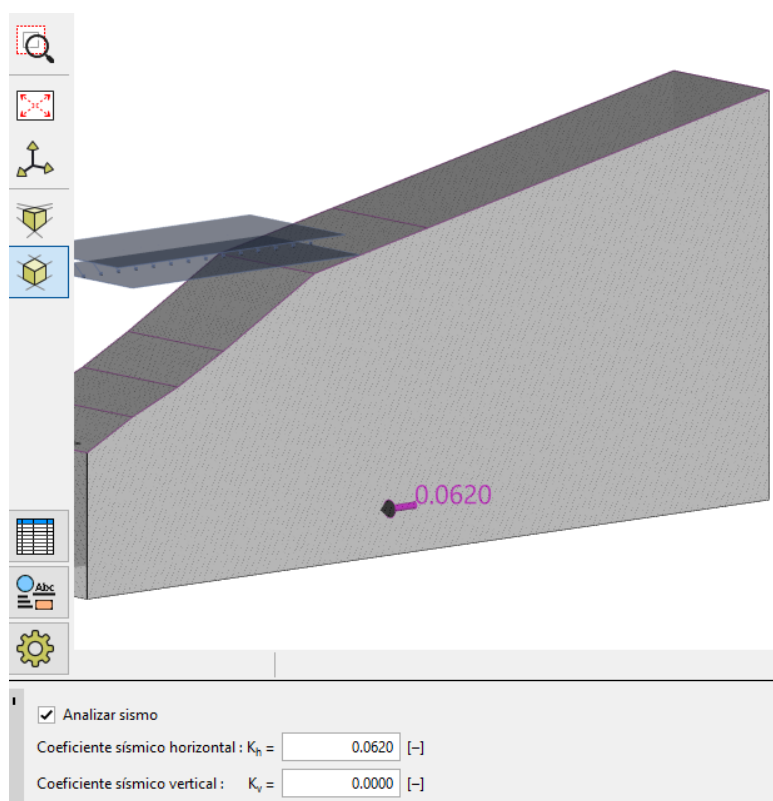
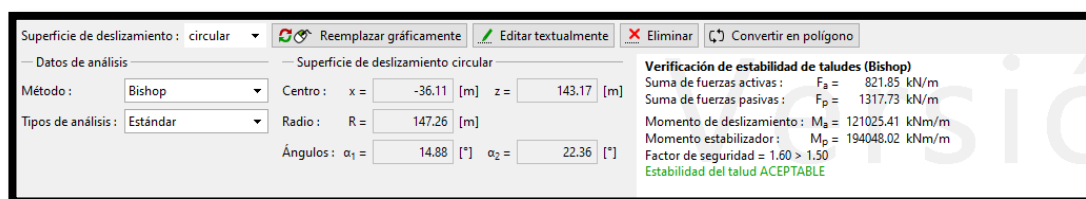


Figura 176

Donde nos indica que no requiere anclaje y la condición es satisfactoria para el corte realizado. Mejorando con la geocelda



4.13. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL EQUIPAMIENTO POR GEOCELDA

El cálculo utilizado para este tipo de muro se realizará en metros cúbicos (m³), considerando la longitud de las defensas ribereñas del muro, tanto a la izquierda como a la derecha, en el núcleo urbano de San Jacinto.

En el marco de la partida de gaviota, los bloques constituyentes del muro son:

Tipo A 1.00 m. x 1.00

Tipo B 1.50 m. x 1.00

Tipo D, colchón reno 2.00 m. x 0.30

Se determina que el metro final para los 187.60 metros lineales en los dos márgenes de equipamiento de la geocelda es de 1, 440.94 m3.

Figura 177

Metrado de equipamiento por geocelda

MURO GAVION										1,440.94
Margen Derecho Longitudinal								area	Volumen	
Tipo A	2	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	1.00	187.60		
Tipo B	2	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	1.50	281.40		
Tipo D	2	0+0.00	0+27.00	0+59.50	0+110.60	78.10	0.60	93.72		
Margen Izquierdo										
Tipo A	2	0+0.00	0+37.00	0+53.70	0+110.60	93.90	1.00	187.80		
Tipo B	2	0+0.00	0+37.00	0+53.70	0+110.60	93.90	1.50	281.70		
Tipo D	2	0+0.00	0+27.00	0+59.50	0+110.60	78.10	0.60	93.72		
Gavion de anclaje primer nivel	6					area	altura			
Gavion de anclaje segundo nivel	6					17.50	1.00	105.00		

Como paso subsecuente, se realiza el análisis de los precios unitarios correspondientes a la partida de muros gaviones.

Figura 178

Análisis de precios unitarios de equipamiento por geocelda

Partida	01.03.06	MURO GAVION						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000			Costo unitario directo por : m3	181.57	
H.H. 5.6400	H.M.					Jornada	8.00	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0400	27.66	1.11	
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.4000	17.07	6.83	
0147010004	PEON		hh	5.0000	2.0000	15.41	30.82	
							38.75	
	Materiales							
0246900049	GAVION TIPO CAJA diferentes medidas		u		0.2000	445.50	89.10	
							89.10	
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	38.76	1.94	
							1.94	
	Subpartidas							
900510010736	PIEDRA DE 6" A 10"		m3		1.0000	51.78	51.78	
							51.78	

Finalmente, el presupuesto solo del equipamiento por geocelda será el siguiente:

Tabla 122

Presupuesto equipamiento por geocelda

Presupuesto equipamiento por geocelda		
Costo Directo	S/.	261 , 631.18
Gastos Generales (10%)	S/.	26 , 163.12
Utilidad (10%)	S/.	26 , 163.12
Subtotal	S/.	313 , 957.42
IGV (18%)	S/.	56 , 512.34
Total	S/.	370 , 469.76

4.14. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL MURO DE CONCRETO ARMADO

La evaluación destinada a este tipo de muro se segmentará en las unidades siguientes:

Establecimiento de muros de concreto armado (m2). Muros de concreto armado (m3).

Considerando la longitud de las defensas ribereñas de las orillas, tanto a la izquierda como a la derecha, en el núcleo urbano de San Jacinto.

Por lo tanto, las dimensiones correspondientes a las partidas de encofrado y concreto son las siguientes:

Figura 179

Metrado del encofrado muro de concreto armado

Partida	Unidad	Nº veces	Pi-1	Pf-1	Pi-2	Pf-2	L (m)	Ancho (A)	Alto (m)	Parcial	Total
Muro de gravedad										Area	1,155.75
Margen Derecho											
Encofrado de cimentacion		2	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	0.50		93.80	
		3					6.30	0.50		9.45	
Encofrado de la pantalla		2	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	1.00	2.50	469.00	
		3						0.75	2.50	5.63	
Margen Izquierdo											
Encofrado de cimentacion		2	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	0.50		93.80	
		3					6.30	0.50		9.45	
Encofrado de la pantalla		2	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	1.00	2.50	469.00	
		3						0.75	2.50	5.63	

Figura 180

Metrado del concreto muro de concreto armado

Partida	Unidad	Nº veces	Pi-1	Pf-1	Pi-2	Pf-2	L (m)	Ancho (A)	Alto (m)	Parcial	Total
Muro de gravedad										Area	548.73
Margen Derecho											
concreto para cimentacion		1	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	0.50	2.10	98.49	
concreto para pantalla		1	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	2.50	0.75	175.88	
Margen Izquierdo											
concreto para cimentacion		1	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	0.50	2.10	98.49	
concreto para pantalla		1	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	2.50	0.75	175.88	

Como paso subsecuente, se realiza el análisis de los precios unitarios correspondientes a la partida de muros de concreto armado.

Figura 181

Análisis precio unitario del encofrado muro de concreto armado

Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2			77.47
H.H. 2.3428	H.M.			Jornada			8.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	27.66	1.84	
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	21.28	14.19	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	17.07	11.38	
0147010004	PEON	hh	2.0000	1.3333	15.41	20.55	
						47.96	
Materiales							
0202010110	CLAVOS DIFERENTES MEDIDAS	kg		0.2000	3.57	0.71	
0207060013	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N°8	kg		0.2000	3.49	0.70	
0230110003	ADITIVO DESMOLDEADOR DE ENCOFRADOS	gal		0.0400	138.31	5.53	
0243040138	MADERA TORNILLO	p2		1.7500	6.46	11.31	
0244030067	TRIPLAY 4' X 8' X 18 MM	pln		0.0800	115.00	9.20	
						27.45	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	41.10	2.06	
						2.06	

Figura 182

Análisis precio unitario del concreto muro de concreto armado

Rendimiento	m3/DIA	MO. 16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m3			364.78
H.H. 5.8354	H.M. 1.2685			Jornada			8.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.5000	0.2500	27.66	6.92	
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	1.5000	21.28	31.92	
0147010003	OFICIAL	hh	3.0000	1.5000	17.07	25.61	
0147010004	PEON	hh	6.0000	3.0000	15.41	46.23	
						110.67	
Materiales							
0221000149	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		4.5000	28.60	128.70	
0229510174	COMBUSTIBLE LUBRIC. Y FILTROS	%EQ		5.0000	9.33	46.65	
0230190013	ADITIVO CURADOR DE CONCRETO	gal		0.1760	16.04	2.82	
0230520001	ADITIVO INCORPORADOR DE AIRE	kg		0.2300	24.54	5.64	
0234000000	GASOLINA 84 OCTANOS	gal		0.3000	13.10	3.93	
						187.75	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	98.37	4.92	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.5000	6.99	3.50	
0349100048	MEZCLADORA DE CONCRETO 18 HP 11-12 P3	hm	1.0000	0.5000	13.99	7.00	
						15.41	
Subpartidas							
900347030102	PIEDRA CHANCADA	m3		0.7000	30.62	21.43	
900510010709	ARENA ZARANDADA	m3		0.5000	18.87	9.44	
900554010104	TRANSPORTE DE AGREGADOS	m3		1.2500	13.66	17.08	
900554010107	AGUA	m3		0.1200	25.00	3.00	
						50.95	

Mediante la determinación de los metros cuadrados y la evaluación del precio unitario, se determina el costo directo del muro de concreto armado.

$$\text{Encofrado} = 77.47 \times 1,155.75 = \text{S/}. 89,535.95$$

$$\text{Concreto} = 548.73 \times 364.78 = \text{S/}. 200,165.90$$

Tabla 123

Presupuesto de muro de concreto armado

Presupuesto muro de concreto armado	
Costo Directo	S/. 289 , 701.68
Gastos Generales (10%)	S/. 28 , 970.17
Utilidad (10%)	S/. 28 , 970.17
Subtotal	S/. 347 , 642.02
IGV (18%)	S/. 62 , 575.56
Total	S/. 410 , 217.76

4.15. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL ENROCADO

La evaluación destinada a esta modalidad de construcción de defensa ribereña se segmentará en las siguientes secciones:

- Transporte destinado a material de enrocado (m3k).
- Relleno con material de préstamo destinado estructuras (m3).
- Geotextil no tejido (m2)
- Enrocado de protección (m3)

Considerando la longitud de las defensas de las márgenes ribereñas, tanto a la izquierda como a la derecha, en el núcleo urbano de San Jacinto.

Por lo tanto, los metrados de los componentes que conforman la defensa ribereña de tipo enrocado son los mismos que los de las partidas individuales:

Figura 183

Metrado movilización del material granular muro tipo enrocado

Partida	Unidad	N° veces	Pl-1	Pf-1	Pl-2	Pf-2	L (m)	Ancho (A)	Alto (m)	Parcial	Total
Enrocado											
Margen Derecho-Izquierdo		1.00						187.60	14.64	Area 2,746.46	2,746.46
Movilización de material de piedragrande											

Figura 184

Metrado relleno material de préstamo

Partida	Unidad	N° veces	Pl-1	Pf-1	Pl-2	Pf-2	L (m)	Ancho (A)	Alto (m)	Parcial	Total
Muro de gravedad											2,110.50
Margen Derecho		1	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	3.00	3.00	Volumen 844.20	
Relleno material de préstamo para terraplen		0.5	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	1.50	3.00	211.05	
Margen Izquierdo		1	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	3.00	3.00	844.20	
Relleno material de préstamo para terraplen		0.5	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	1.50	3.00	211.05	

Figura 185

Metrado geotextil

Partida	Unidad	N° veces	Pl-1	Pf-1	Pl-2	Pf-2	L (m)	Ancho (A)	Alto (m)	Parcial	Total
Enrocado											562.80
Margen Derecho-Izquierdo		1.00						187.60	3.00	Area 562.80	
Geotextil											

4.15.1. ENROCADO

➤ Área del enrocado

Figura 186

Área del volumen del enrocado

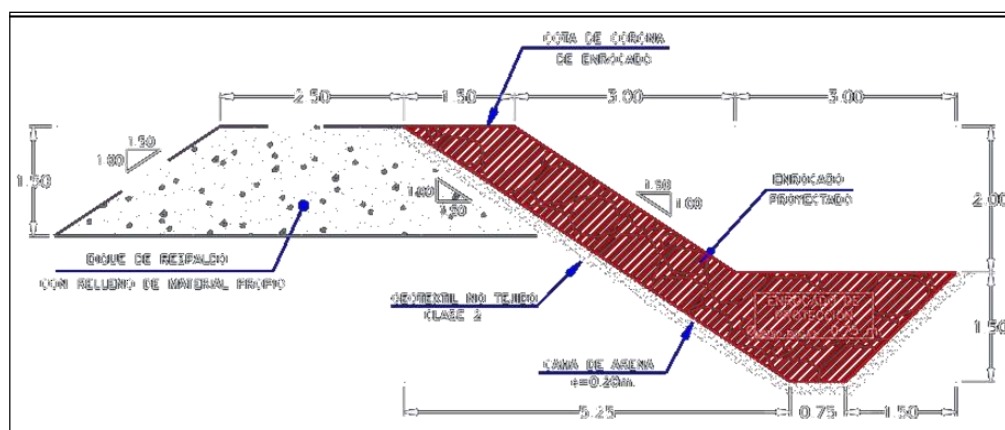


Figura 187

Medrado piedra para enrocado

Partida	Unidad	N° veces	Pi-1	Pf-1	Pi-2	Pf-2	L (m)	Ancho (A)	Alto (m)	Parcial	Total
Muro de gravedad											
Margen Derecho		1	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	14.64	1.00	Volumen 1,373.23	
Enrocado											
Margen Izquierdo		1	0+0.00	0+36.40	0+53.20	0+110.60	93.80	14.64	1.00	1,373.23	
Enrocado											

Como segunda etapa se realiza la observación de los precios unitarios de los componentes que constituyen las defensas ribereñas de tipo enrocado.

Figura 188

Análisis precio unitario transporte material granular

Partida	01.03.09	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR ENTRE 120 M Y 1000 M									
Rendimiento	m3k/DIA	MO. 513.0000	EQ. 513.0000							Costo unitario directo por : m3k	6.50
H.H. 0.0075	H.M. 0.0231									Jornada	8.00
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.			Parcial S/.	
	Mano de Obra										
0147010003	OFICIAL			hh	0.4800	0.0075	17.07			0.13	
	Equipos									0.13	
0348040083	CAMION VOLQUETE 6 X 4, 15 m3			hm	1.0000	0.0156	280.60			4.38	
0349040191	CARGADOR SOBRE LLANTAS 200-250 HP 4.0 YD3			hm	0.4800	0.0075	265.25			1.99	
										6.37	

Figura 189

Análisis precio unitario relleno material de préstamo

Partida	01.03.10	RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO PARA ESTRUCTURAS									
Rendimiento	m3/DIA	MO. 50.0000	EQ. 50.0000							Costo unitario directo por : m3	49.98
H.H. 1.1768	H.M. 0.5635									Jornada	8.00
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.			Parcial S/.	
	Mano de Obra										
0147010001	CAPATAZ			hh	0.1000	0.0160	27.66			0.44	
0147010003	OFICIAL			hh	1.0000	0.1600	17.07			2.73	
0147010004	PEON			hh	4.0000	0.6400	15.41			9.86	
										13.03	
	Equipos										
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000	13.03			0.65	
0349030144	RODILLO LISO VIBRAT. MANUAL DE 10.8 HP 0.8-1.1 ton			hm	1.0000	0.1600	39.26			6.28	
0349030145	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 7 HP			hm	2.0000	0.3200	32.05			10.26	
										17.19	
	Subpartidas										
90034703010	EXTRACCION DE MATERIAL DE RELLENO			m3		1.2000	8.03			9.64	
900510010756	ZARANDEO DE MATERIAL			m3		1.2000	5.93			7.12	
900554010107	AGUA			m3		0.1200	25.00			3.00	
										19.76	

Figura 190

Análisis precio unitario geotextil

Partida	01.03.11	GEOTEXTIL NO TEJIDO									
Rendimiento	m2/DIA	MO. 1,200.0000	EQ. 1,200.0000							Costo unitario directo por : m2	10.31
H.H. 0.0407	H.M.									Jornada	8.00
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.			Parcial S/.	
	Mano de Obra										
0147010001	CAPATAZ			hh	0.1000	0.0007	27.66			0.02	
0147010003	OFICIAL			hh	1.0000	0.0067	17.07			0.11	
0147010004	PEON			hh	5.0000	0.0333	15.41			0.51	
										0.64	
	Materiales										
0230180059	GEOTEXTIL NO TEJIDO CLASE 2			m2		1.1000	8.76			9.64	
										9.64	
	Equipos										
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000	0.64			0.03	
										0.03	

Figura 191*Análisis precio unitario enrocado de protección*

Partida	01.03.12	ENROCADO DE PROTECCION							
Rendimiento	m3/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000				Costo unitario directo por : m3		50.18
H.H. 0.2309	H.M. 0.1356						Jornada	8.00	
Código	Descripción Recurso	Subpartidas	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
909701020862	ACOMODO DE MATERIAL ENROCADO		m3		1.0500	23.26	24.42		
909803021011	MATERIAL PARA ENROCADO		m3		1.0000	25.76	25.76		
									50.18

Teniendo los metrados y el análisis del precio unitario se obtiene el costo directo del muro de concreto armado.

Transporte para material de enrocado = 2, 746.46 x 6.50 = S/.17, 851.99

Relleno material préstamo para estructuras = 2, 110.50 x 49.98= S/. 105,482.79

Geotextil no tejido = 562.80 x 10.31 = S/. 6, 083.86

Enrocado de protección = 2, 746.46 x 50.18 = S/. 137, 817.36

Tabla 124*Presupuesto muro tipo enrocado*

Presupuesto enrocado	
Costo Directo	S/. 267 , 236.00
Gastos Generales (10%)	S/. 26 , 723.60
Utilidad (10%)	S/. 26 , 723.60
Subtotal	S/. 320 , 683.20
IGV (18%)	S/. 57 , 722.98
Total	S/. 378 , 406.18

4.16. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.16.1. INDICADOR N°1

Factor de seguridad al volteo (FSV)

Tabla 125*Valores factor de seguridad al volteo (FSV)*

Equipamiento por geocelda	Muro Gravedad	Muro Enrocado
7.68	5.22	11.80

Interpretación, en la tabla N°68, se puede apreciar que la comparativa de los hallazgos derivados de los cálculos para la determinación del factor de seguridad al volteo (FSV) es evidente. Se observa que el muro de tipo enrocado posee una cuantía superior en términos de estabilidad frente a un error por volteo.

Hipótesis, Se realizó un análisis del factor de seguridad al volteo (FSV) con el objetivo de discernir qué tipo de obra longitudinal de defensa ribereña presentaba un mejor rendimiento frente a una falla por volteo.

Validez, Se corroboró que el muro de tipo enrocado logra un desempeño superior ante una deficiencia en la estabilidad de la estructura al volteo.

4.16.2. INDICADOR N°2

Factor de seguridad al deslizamiento (FSD)

Tabla 126*Valores factor de seguridad al deslizamiento (FSD)*

Equipamiento por geocelda	Muro Gravedad	Muro Enrocado
3.51	2.32	6.41

Interpretación, en la tabla anterior, el cotejo de los resultados derivados de los cálculos para la determinación del factor de seguridad al deslizamiento (FSD) es manifiesta en la tabla N°69. El muro enrocado exhibe un valor superior en términos de estabilidad frente a un error al deslizamiento.

Hipótesis, Se realizó un análisis del factor de seguridad al deslizamiento (FSD) con el fin de discernir qué tipo de obra longitudinal

de defensa, para las riberas, presentaba un mejor rendimiento frente a una grieta por deslizamiento.

Validez, Se corroboró que el muro de tipo enrocado desempeña un cometido superior frente a una deficiencia en la estabilidad de la estructura al deslizamiento.

4.16.3. INDICADOR N°3

Capacidad portante del terreno

Tabla 127

Valores presiones sobre el terreno

Equipamiento por geocelda	Muro Gravedad	Muro Enrocado
6.84 tn/m ²	7.42 tn /m ²	9.28 tn/m ²

Interpretación, en la tabla, se aprecia claramente que los 3 prototipos de estructuras de protección para las riberas, cumplen con la condición de ser inferiores a la cabida portante del terreno admisible, la cual fue determinada a partir de los parámetros obtenidos mediante el análisis de esfuerzos totales y el ensayo de corte directo, específicamente para nuestro caso con un valor de 24.5 tn/m².

Hipótesis, Se realizó un análisis de las presiones ejercidas sobre el terreno con el objetivo de establecer si las tres categorías de estructuras estudiadas satisfacen el criterio de es inferior a la capacidad portante del terreno.

Validez, Las tres categorías estructurales sugeridas cumplen con la característica de aplicar tensiones al terreno que son menores a su espacio portante.

4.16.4. INDICADOR N°4

Costo de material

Tabla 128*Valores costo de material*

Equipamiento por geocelda	Muro Gravedad	Muro Enrocado
S/.128, 378.75	S/.162, 707.19	S/. 6, 083.86

Interpretación, En la tabla N° 71, de la comparativa de los hallazgos en el análisis de costo de material se evidencia que el equipamiento de geocelda y enrocado presentan un valor económico inferior en comparación con el muro de concreto armado.

Hipótesis, Se realizó un análisis en torno al costo de los materiales con el objetivo de discernir el tipo de estructura que tuvo menor impacto económico en comparación con los costos de los materiales empleados.

Validez, Se corroboró que los muros de tipo gavión y enrocado presentaron un costo inferior en comparación con el muro de concreto armado.

4.16.5. INDICADOR N°5

Coste de personal (mano de obra)

Tabla 129*Valores costo de mano de obra*

Equipamiento por geocelda	Muro Gravedad	Muro Enrocado
S/.130, 448.30	S/.116, 157.72	S/. 28, 217.05

Interpretación, en la tabla N°72 se presenta una comparativa de los hallazgos en el examen de costo de material, evidenciando que el equipamiento derivado de la geocelda presenta el costo por personal más elevado en comparación con las otras dos formas de estructuras examinadas.

Hipótesis, Se realizó un análisis con respecto al costo de personal con el objetivo de discernir qué tipo de estructura ejerció un impacto

económico más reducido en comparación con los costos relacionados a la mano de obra (personal) empleados.

Validez, Se validó que el muro de concreto armado y gavión tuvo un costo inferior en comparación con el muro de concreto armado y gavión.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. CONTRASTACIÓN DE LOS RESULTADOS

- Las cifras del Factor de Seguridad al Volteo (FSV) bajo condiciones secas se registraron en 7.68 para las geoceldas, 5.22 para el muro de concreto armado y 11.80 para el muro tipo enrocado, lo que evidencia que este último exhibe la mayor estabilidad frente a las fallas por volteo. Adicionalmente, el equipo equipado con geoceldas exhibió un factor de seguridad que superó en un 47.13% al del muro de concreto armado, lo que sugiere un rendimiento superior de los gaviones frente a estas fallas. En una investigación llevada a cabo por Pau y Ccencho (2022) se comparó el equipamiento con geoceldas y muros de concreto armado, resultando en factores de seguridad al volteo de 4.13 y 4.60, respectivamente. Esta comparación se basó en los mismos criterios aplicados en esta investigación, corroborando la correspondencia en los resultados obtenidos.
- En condiciones secas, los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) fueron de 3.51 para las geoceldas, 2.32 para el muro de concreto armado y 6.41 para el muro tipo enrocado, siendo este último el que exhibe la mayor estabilidad frente a las fallas por deslizamiento en comparación con las demás estructuras examinadas. Adicionalmente, la implementación de geoceldas demostró un elemento de seguridad que sobrepasó al del muro de concreto armado, lo que indica un rendimiento superior de los gaviones frente a estas fallas. Análogamente, en la investigación llevada a cabo por Pau y Ccencho (2022), se contrastó la estabilidad del equipamiento con geoceldas y el muro de concreto armado, resultando en factores de seguridad al deslizamiento de 1.97 y 1.53, respectivamente. Estos valores, derivados de los mismos criterios aplicados en la presente investigación, evidencian una notable correspondencia con los hallazgos obtenidos previamente.

- Los valores de presión sobre el terreno para el empleo de geoceldas, muros de concreto armado y muros enrocados fueron de 6.84 toneladas por metro cuadrado, 7.42 toneladas por metro cuadrado y 9.28 toneladas por metro cuadrado, respectivamente. Estos valores se sitúan por debajo de la capacidad aceptable del suelo en el río Huallaga, que fue de 24.50 toneladas por metro cuadrado. De forma análoga, en el trabajo de Vara (2022), se registraron valores de presión de 5.40 toneladas por metro cuadrado para el equipamiento con geoceldas y 6.42 toneladas por metro cuadrado para el muro de concreto armado, en un terreno con una capacidad portante de 19.50 toneladas por metro cuadrado. Estos resultados guardan similitud con los hallazgos obtenidos en la presente investigación.
- En cuanto a costo de los materiales con geoceldas, el muro de concreto armado y el muro de enrocado demandó una inversión de S/. 128,378.75, S/.162,707.19 y S/.6,083.86, respectivamente. Los costos de los materiales de enrocado están por debajo del resto debido a que se dispone del material en las inmediaciones del proyecto. En el análisis de Pau y Ccencho (2022), se determinó que los materiales necesarios para erigir un muro de concreto armado y un muro de gavión ascendieron y S/.815,657.37 y S/.535,107.73, lo que revela coherencia con los hallazgos de esta investigación. Además, la investigación de Alvites y Parca (2022) revela que los materiales para erigir un muro enrocado superan al de personal, alcanzando un costo de S/179,784.58. Sin embargo, en esta investigación, esta relación se descarta porque el material pétreo se obtiene directamente del río, lo que reduce notablemente el costo de la piedra para su enrocado.
- El equipo, compuesto por la geocelda, el muro de concreto armado y el muro enrocado, se desembolsó en S/.2,804.13, S/.10,836 y S/.210,801.90, respectivamente. El equipo conformado por el muro de enrocado implicó un desembolso de S/.210,801.90, siendo el de mayor costo entre las alternativas analizadas. Este elevado monto se justifica principalmente por la naturaleza de los materiales y el proceso

constructivo. A diferencia de soluciones como las geoceldas o los muros de concreto armado, el enrocado requiere la extracción, clasificación, transporte y colocación de grandes volúmenes de roca, lo cual demanda maquinaria pesada especializada, como excavadoras, cargadores frontales, volquetes y grúas para su correcta disposición. Pauc y Ccencho (2022) realizaron una comparativa entre el sistema de geocelda y el muro de concreto armado; según el estudio, un muro de concreto armado y un muro de gavión costaron S/.122, 644.66 y S/.43, 603.49, respectivamente. El contraste con la investigación radicaba en que las piedras destinadas a los gaviones se encontraban en la misma ruta, lo que resultó en una disminución en el costo de la construcción, así como en una reducción en el presupuesto gracias a la implementación del equipamiento de geocelda como alternativa. En otro trabajo de investigación realizado en Ñaña (Alvites y Parco, 2018), se destacó que el personal necesario para erigir un muro enrocado es más económico que los materiales y personal necesarios para erigir muros de gavión y gravedad, que cuestan S/.92, 163.84; la causa de esta disparidad reside en el uso de maquinaria pesada en estas labores.

- La mano de obra empleados en la edificación del equipo con geoceldas, el muro de concreto armado y el muro enrocado sumaron S/.130,448.30, S/.116,157.72 y S/.50,350.24, respectivamente; revelando que los costos de mano de obra para la construcción de enrocado son bajas si los comparamos con los muros de concreto armado y, especialmente, la geocelda. En el estudio de Paucar y Ccencho (2022), se calculó que los materiales para erigir un muro de concreto armado y uno de gavión costaron S/.51,338.14 y S/.45,125.14, respectivamente. Esto se asemeja a los hallazgos de este estudio, donde el muro de concreto armado se erige con mayor frecuencia en comparación con las geoceldas. En la tesis de Alvites y Parca (2018), se determinó que los equipos empleados en la edificación de un muro enrocado superan a los materiales y la mano de obra, ya que requieren maquinaria pesada, alcanzando un monto de S/.288,002.77.

CONCLUSIONES

- Los hallazgos revelan, respecto a los sistemas de contención, que estos impactan en la seguridad al volteo de la siguiente forma: las geoceldas otorgan un factor de seguridad de 7.68, el muro tipo enrocado 11.80 y el muro de concreto armado 5.22, conforme a la tabla N°68. Todas las edificaciones alcanzan el promedio de 2.00 según el RNE, siendo el muro de contención ribereña tipo enrocado el que brilla más en este índice.
- Además, se ha logrado un factor de seguridad al deslizamiento de 3.51 para el equipo con geoceldas, 3.32 para el muro de concreto armado y 6.41 para el muro tipo enrocado, tal como se detalla en la tabla N°69. Todas superan el umbral de 1.50 establecido por el RNE, aunque se puede notar que el muro enrocado exhibe una conducta más favorable en este sentido.
- Respecto a las presiones sobre el terreno, los valores obtenidos fueron 6.84 tn/m² para el equipamiento con geoceldas, 7.42 tn/m² para el muro de concreto armado y 9.28 tn/m² para el muro tipo enrocado, según la tabla N°70. Todos se encuentran por debajo de la capacidad de carga aceptable por el suelo, que fue de 24.50 tn/m². En este caso, el equipamiento con geoceldas genera menores presiones sobre el terreno, lo que indica un mejor comportamiento estructural en este parámetro.
- En cuanto a los costos de materiales, los valores registrados fueron S/.128,378.75 para el equipamiento con geoceldas, S/.162,707.19 para el muro de concreto armado y S/.6,083.86 para el muro tipo enrocado, según la tabla N°71. De acuerdo con estos resultados, el muro tipo enrocado representa la opción con menor costo en materiales.
- En relación al costo afín a la mano de obra, se obtuvieron los siguientes valores: S/.130,448.30 para el equipamiento con geoceldas, S/.116,157.72 para el muro de concreto armado y S/.50,350.24 para el muro tipo enrocado, como se muestra en la tabla N°72. En este indicador, el muro tipo enrocado muestra una incidencia menor en costos de mano

de obra.

- En cuanto al costo de los equipos, los valores fueron S/.2,804.13 para el equipamiento con geoceldas, S/.10,836.77 para el muro de concreto armado y S/.210,801.90 para el muro tipo enrocado, según la tabla N°73. En este caso, el equipamiento con geoceldas mostró una incidencia menor en costos de equipos.
- El estudio técnico-económico resultó en que la estrategia óptima para la protección ribereña en el río Huallaga, sector San Jacinto, es la implementación de geoceldas. Estas cumplen con los criterios técnicos del componente de seguridad al volteo y al deslizamiento, además de ejercer tensiones reducidas sobre la región sin poner en riesgo su estabilidad estructural. Desde una perspectiva económica, exhibió un costo directo menor, mientras que la logística para la adquisición de materia prima y mano de obra resultó más económica. Además, el suministrador de las geoceldas proporcionó apoyo técnico y asistencia en ingeniería detallada durante la implementación del proyecto.

RECOMENDACIONES

- Se aconseja utilizar enrocado para proteger las riberas por su robustez y solidez. Cuando están bien dimensionados, su resistencia al giro supera el límite establecido en su diseño. Asimismo, estos enrocados se moldean a múltiples formas de terreno y ayudan a mantener firmes los taludes.
- Es fundamental asegurarse de que el muro concebido supere la cifra mínima del factor de seguridad al deslizamiento (FSD) frente a embates adyacentes antes de iniciar el estudio económico. Los enrocados exhiben una firmeza estructural frente a fuerzas tanto activas como pasivas.
- Se aconseja llevar a cabo pruebas de corte directo del terreno de cimiento para conocer sus características y composición. Esto permitirá determinar la fortaleza del suelo y luego verificar si las presiones máximas y mínimas provocadas por las estructuras diseñadas están dentro de los límites permitidos por el terreno.
- Es fundamental analizar los costos de los materiales de manera detallada dentro del presupuesto y establecer una logística eficiente para asegurar su entrega oportuna, ya que retrasos en el suministro pueden generar pérdidas económicas y afectar el rendimiento de la obra.
- Se recomienda evaluar el costo correspondiente a la mano de obra de forma desglosada dentro del presupuesto y efectuar un análisis de restricciones que permita identificar la disponibilidad de personal calificado, evitando así sobre costos por retrasos en la ejecución.
- Es importante analizar el costo del equipo de manera detallada dentro del presupuesto, ya que el uso de maquinaria pesada conlleva gastos adicionales para garantizar su operatividad. Por ello, es esencial que el equipo logístico esté atento a cualquier imprevisto que pueda surgir durante la obra.
- Se recomienda llevar a cabo un análisis técnico-económico transparente considerando diversas opciones estructurales para comparar alternativas

y seleccionar la mejor solución. Asimismo, es fundamental sensibilizar a la población sobre la importancia de respetar las zonas que han sido cauces de ríos o áreas propensas a huaycos, a fin de prevenir daños materiales y personales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Avila, H. (2006). *Introducción a la metodología de la investigación empírica*. Mexico: Instituto Tecnológico de Cd.
- Bernuy Ramirez, R. B., & Bueno Herrera, A. (2015). "Estabilización de ladera con muros de contención y estudio de impacto ambiental para la protección de viviendas en el barrio de San Isidro del distrito de San Marcos - Huari, Ancash". (*Tesis para obtener el Título profesional de Ingeniero Civil*). Universidad privada Antenor Orrego, Trujillo.
- Calavera Ruiz, J. (2001). *Muros de contención y muros de sótano*. Madrid - España: Intemac.
- Campos Campos, J. A. (2015). "Análisis de estabilidad del deslizamiento en el bajo Cacao de Atenas". (*tesis para obtener el grado de licenciatura en Ingeniería Civil*). Universidad de Costa Rica, Costa Rica.
- Cervantes Eusebio, E. A. (2018). "Estabilización de taludes en el huaico las Moras, empleando análisis y diseño de contención de concreto armado, como protección al AA.HH. Leoncio Prado". (*Tesis para obtener el Título profesional de Ingeniero Civil*). Universidad Nacional Hermilio Valdizán, Huanuco.
- Cherné Tarilonte, J., & Gonzales Aguilar, A. (2005). *Movimiento de tierras*. Madrid.
- Das, B. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Mexico: Thomson editores.
- DAS, B. (2013). *Fundamentos de Ingeniería geotécnica*. Mexico: Cengage Learning.
- González de Vallejo, L. L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Hanson, W. E., & Peck, R. B. (1983). *Ingeniería de cimentaciones*. Illinois: Noriega.
- Hernandez, R., Fernandez, C., & Baptista, L. (2006). *Metodología de la investigación*. Mexico: McGraw-Hill.
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock slope engineering*. New York: Taylor & Francis.
- Juarez Eulalio, R. A. (2004). *Mécanica de suelos - Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*. México: Noriega editores.

- Matamoros Huaman, W. G. (2016). "Estudio y Análisis Comparativo entre muros de contención con contrafuertes y muros de concreto armado en Huancavelica". (*Tesis Para obtener el Título profesional de Ingeniero Civil*). Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. Mexico D.F.: Alfaomega.
- Mendieta Molina, E. A. (2016). "Análisis, comparación y diseño optimizado para muros de contención". *Tesis de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción*. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Costa Rica.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1973). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. Barcelona: El Ateneo S.A.
- Torres Belandria, R. A. (2008). *Analisis y Diseño de muros de contención de concreto armado*. Merida: Fondonorma-Milco.
- Villar Arana, H. A. (2015). "Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en voladizo y con contrafuertes". (*Tesis para obtener el Título profesional de Ingeniero Civil*). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.
- Yaccirema Chimbo, J. (2013). *Construcción de un muro de contención*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Yukio, O., & Fukuoka, M. (1984). *Manual de protección de Taludes*. Tokio: JRA.

COMO CITAR ESTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Cabello Sebastian, G. (2025). *Viabilidad técnica-económica ante la aplicación del tipo de estructura de defensa ribereña para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024* [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional UDH. <http://...>

ANEXOS

ANEXO 1

MATRIZ DE CONSISTENCIA

Viabilidad técnica-económica ante la aplicación del tipo de estructura de defensa ribereña para la producción del Malecón Walker Soberón, año 2024									
PROBLEMA S	OBJETIVO S	HIPÓTESIS	VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA	ESPECIFICACIONES	Ámbito: Defensas ribereñas de la cuenca del río Huallaga
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General							
¿CUÁL SERÁ LA VIABILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICA DE LA APLICACIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA DE DEFENSA RIBEREÑA PARA LA PROTECCIÓN DEL MALECÓN WALKER SOBERÓN, AÑO 2024?	Determinar la viabilidad técnico-económica de la aplicación del tipo de estructura de defensa ribereña para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024	El tipo de estructura de defensa ribereña influye significativamente en la viabilidad técnica económica de la protección del malecón Walker Soberón, año 2024	Variable Independiente: Estructuras defensas ribereñas	Según G. Fracassi (2019), una defensa ribereña puede consistir en una estructura construida mediante bloques de roca o elementos prefabricados de hormigón. Por otro lado, de acuerdo con E. Capcha (2019), el comportamiento estructural	Muro de concreto	Peso del muro		ACI 318-19	Población: Secciones de la cuenca del río Huallaga que tiene condiciones de desborde en su margen izquierda en el tramo del malecón Walker.
							Tonf		
						Geometría		ACI 318-19	Muestra: tres tramos de la margen izquierda del río Huallaga , progresivas 0+120, 1+860 y 2+980 del malecón Walker Soberon
						Peso del relleno	Tonf		
					Enrocado	Socavación	m	LISCHTVAN-LEBEDIEV	Nivel: El nivel es explicativo Tipo: Función del

se define como la respuesta de un elemento a las fuerzas externas, que se manifiesta en términos de desplazamientos y deformaciones	Cortante Local	Kgf/m2	U.S Department of Transportation	propósito: Aplicada
	Cortante Último	Kgf/m2	U.S Department of Transportation	Nivel de profundidad: descriptivo, explicativo y correlacional
	Seguridad al deslizamiento	Adimensional	U.S Department of Transportation	Naturaleza de los datos y la información: Cuantitativa
	Resistencia a la fluencia	Kgf/m2	AASHTO LRFD 2020	El diseño: Cuasiexperimental
	Elongación de la ruptura	cm	AASHTO LRFD 2020	Método: Métodos de investigación descriptiva, observacional y estudios de caso único
	Protección de geocelda		AASHTO LRFD 2020	Técnicas: la técnica es la observación directa
	Resistencia al desgarro	Kg-cm		Instrumentos: Recolección de datos mediante fichas

Validación: Mediante expertos, mediante ficha validada por expertos
Confiabilidad del

							instrumento: mediante el grado en que se aplica repetida del instrumento
Problemas específicos	Objetivos específicos	Hipótesis específicas					
¿De qué forma influye el tipo de estructura de defensa ribereña en el factor de seguridad al volteo (FSV) para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024?	Determinar la forma en que influye el tipo de estructura de defensa ribereña en el factor de seguridad al volteo (FSV) para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024	El tipo de estructura de defensa ribereña influye significativamente en el factor de seguridad al volteo (FSV) para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024	Variable Dependiente: Viabilidad técnica- económica	De acuerdo con lo indicado por Eyzaguirre (2017, p.142), los costos del proyecto incluyen tanto los gastos directos como los indirectos	Técnica	11. Factor de seguridad al volteo 12. Factor de deslizamiento 13. Capacidad portante del terreno	I1: Adimensional (FSV≥ 2), I2: Adimensional (FSD≥ 1.50), I3: Kg/cm2 ACI 318-19
¿De qué manera repercute el tipo de estructura de defensa ribereña en el factor de seguridad al deslizamiento?	Establecer la manera en que repercute el tipo de estructura de defensa ribereña en el factor de seguridad	El tipo de estructura de defensa ribereña influye significativamente en el factor de seguridad al deslizamiento			Económica	14. Costo material 15. Costo de mano de obra 16. Costo de equipos	Razón (Utilidad= Venta= Costo) Instituto Capeco

o (FSD) para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024?	al deslizamiento (FSD) para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024	(FSD) para protección del malecón Walker Soberón, año 2024
¿En qué forma influye el tipo de estructura de defensa ribereña, según el costo de material, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024?	Comprobar la forma en que influye el tipo de estructura de defensa ribereña, según el costo de material, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024	El tipo de estructura de defensa ribereña influye significativamente según el costo de material para protección del malecón Walker Soberón, año 2024
¿Cómo influye el tipo de estructura de defensa ribereña, según los costos de mano de obra de	Precisar la influencia del tipo de estructura de defensa ribereña, según los costos de	El tipo de estructura de defensa ribereña influye significativamente según el costo de la

obra, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024?	la mano de obra, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024	mano de obra para protección del malecón Walker Soberón, año 2024
¿Cómo influye el tipo de estructura de defensa ribereña, según el costo de equipos, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024?	Puntualizar la influencia del tipo de estructura de defensa ribereña, según el costo de equipos, para la protección del malecón Walker Soberón, año 2024	El tipo de estructura de defensa ribereña influye significativamente según el costo de equipos para protección del malecón Walker Soberón, año 2024

ANEXO 2

PANEL FOTOGRÁFICO













