

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**Defensas ribereñas contra inundaciones del río Caracha en
San Martín de Tiopampa, Santiago de Lucanamarca, Huanca
Sancos, Ayacucho 2017**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO AGRÍCOLA**

**PRESENTADO POR:
Rildo Yarihuamán Tacas**

Ayacucho – Perú

2021

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

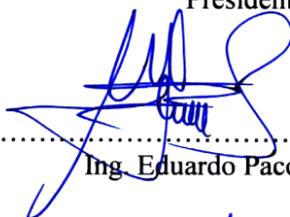
TESIS

**Defensas ribereñas contra inundaciones del río Caracha en San
Martín de Tiopampa, Santiago de Lucanamarca, Huanca Sancos,
Ayacucho 2017**

Expedito : 13 de agosto del 2021
Sustentación : 24 de setiembre del 2021
Calificación : Muy bueno
Jurados :



.....
Ing. Efraín Chuchón Prado
Presidente



.....
Ing. Eduardo Pacori Quispe



.....
Ing. Herbert Núñez Alfaro



.....
M.Sc. Juan Charapaqui Anccasi
Asesor

A Dios por proporcionarme inteligencia, sapiencia, salud y ser el guía de mi juventud.

Con el más inmenso respeto, amor, admiración y gratitud a mis queridos padres Moisés y Sabina, símbolo de eterno empeño, esfuerzo y dedicación incesantes para mi formación profesional de la ingeniería.

A mis queridos hermanos Hilda, Elmer, Elizabeth, Doris, Eudesa, Rosel Nicolás y Luis Enrique por su comprensión, apoyo incondicional y por ser motores de motivación diaria.

A mi primo Cerio por su apoyo incondicional

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, alma mater de mi formación profesional, por haberme brindado la oportunidad de acogerme en su seno del saber.

A la Facultad de Ciencias Agrarias de la Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola por impartir conocimientos básicos y de especialidad durante mi desarrollo académico y profesional.

Al M.Sc. Juan Charapaqui Anccasi por su asesoría, apoyo, conocimiento, sabiduría, experiencia y orientación profesional, para la concretización de la presente investigación.

Al Ing. Efraín Chuchon Prado, Ing. Eduardo Pacori Quispe, Ing. Herbert Núñez Alfaro y M.Sc. Rubén Alfredo Meneses Rojas (QEPD), jurados de la presente tesis por el interés, soporte y sus valorables sugerencias a la versión original, que asistieron al mejoramiento y sistematización de la tesis.

Al Ing. Leónidas Alejandro Arias Baltazar, un docente que con sus sapiencias y experiencia me supo orientar en la realización de esta investigación.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga quienes me brindaron e inculcaron con paciencia, sus conocimientos y ética profesional en mi formación profesional.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE GENERAL	iv
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
ÍNDICE DE ECUACIONES	xviii
LISTA DE ACRÓNIMOS	xxii
RESUMEN	1
INTRODUCCIÓN	2
CAPÍTULO I	5
MARCO TEÓRICO	5
1.1. Antecedentes	5
1.2. Conceptos básicos	8
1.2.1. Definición de hidrología	8
1.2.2. Importancia de la hidrología	8
1.2.3. El ciclo hidrológico	8
1.2.4. Acceso a problemas hidrológicos.....	9
1.2.5. Instituciones de recolección de datos en Perú.....	10
1.3. Cuenca hidrográfica	10
1.3.1. Definición.....	10
1.3.2. Características morfológicas de una cuenca hidrográfica.....	10
1.4. Precipitación.....	18
1.4.1. Definición.....	18
1.4.2. Formación de las precipitaciones	18
1.4.3. Medición de la precipitación.....	19
1.4.3.1. Pluviómetro.....	19
1.4.3.2. Pluviógrafo	20
1.4.4. Cálculo de la precipitación media sobre la cuenca	21
1.4.4.1. Método del promedio aritmético	21
1.4.4.2. Método del polígono de thiessen	21
1.4.4.3. Método de las isoyetas.....	22
1.4.5. Verificación de hipótesis estadísticas básicas en las series históricas	23
1.4.5.1. Detección de datos atípicos en la serie	23

1.4.5.2.	Prueba de Independencia (Wald-Wolfowitz)	24
1.4.5.3.	Prueba de Estacionariedad (Kendall).....	26
1.4.5.4.	Prueba de Homogeneidad a Escala Anual (Wilcoxon).....	27
1.4.6.	Funciones de distribución de probabilidades	28
1.4.6.1.	Distribución valor extremo generalizado (Gen Extreme Value – GEV).....	29
1.4.6.2.	Distribución Normal	29
1.4.6.3.	Distribución Log Normal 2 parámetros	30
1.4.6.4.	Distribución Log Normal 3 parámetros	31
1.4.6.5.	Distribución Gamma 2 parámetros	31
1.4.6.6.	Distribución Gamma 3 parámetros	32
1.4.6.7.	Distribución Log Pearson tipo III	32
1.4.6.8.	Distribución Gumbel	33
1.4.6.9.	Distribución Log Gumbel	33
1.4.7.	Pruebas de bondad de ajuste.....	34
1.4.7.1.	Test de kolmogorov - smirnov	34
1.4.7.2.	Test de anderson - darling.....	37
1.4.7.3.	Test de chi - cuadrado.....	37
1.4.8.	Selección del periodo de retorno.....	38
1.4.9.	Estudio de tormentas	40
1.4.9.1.	Definición e importancia	40
1.4.9.2.	Elementos básicos para el análisis de tormentas	40
1.4.9.3.	Curvas intensidad – duración - frecuencia (I-D-F).....	42
1.5.	Caudales máximos.....	45
1.5.1.	Método directo	45
1.5.2.	Métodos empíricos	46
1.5.2.1.	Método racional	47
1.5.2.2.	Método de Mac Math.....	49
1.5.3.	Método curva número	49
1.6.	Flujo de líquido en canales abiertos	57
1.6.1.	Definición.....	57
1.6.2.	El número de reynolds	58
1.6.3.	Tipos de flujo en canales abiertos	59
1.7.	Coefficiente de rugosidad	61

1.7.1.	Método de Cowan	61
1.7.2.	Método del Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos (S.C.S.).....	61
1.7.3.	Método de la medición de la velocidad.....	62
1.7.4.	Fórmulas empíricas	62
1.8.	Modelos matemáticos.....	63
1.8.1.	Introducción	63
1.8.2.	Modelo Hec-Hms	65
1.8.3.	Aplicación del ArcGIS en la modelación hidrológica	65
1.8.4.	Aplicación del HIDROESTA en el modelamiento hidrológico.....	66
1.8.5.	Modelo bidimensional IBER.....	66
1.8.5.1.	Características	66
1.8.5.2.	Organización del programa Iber en el entorno GID	67
1.8.5.3.	Modulo hidrodinámico	68
1.8.5.3.	Solución numérica	69
1.8.5.4.	Metodología de trabajo del IBER	70
1.8.5.5.	Malla de cálculo.....	70
1.8.6.	Programa Hyfran	71
1.8.7.	Programa Gawacwin	71
1.9.	Socavación.....	72
1.9.1.	Tipos de socavación	73
1.9.2.	Determinación de la socavación.....	74
1.9.2.1.	Método de Lischtvan – Levediev	74
1.10.	Transporte de sedimentos	77
1.10.1.	Características de los sedimentos.....	78
1.10.1.1.	Propiedades de los sedimentos	78
1.10.3.	Transporte de sedimentos por arrastre de fondo	79
1.10.3.1.	Ecuaciones del transporte de sedimento de fondo.....	79
1.10.4.	Transporte de sedimentos en suspensión	84
1.11.	Defensas ribereñas.....	86
1.11.1.	Gaviones.....	87
1.11.1.1.	Gaviones tipo caja.....	87
1.11.1.2.	Gaviones tipo saco	88
1.11.1.3.	Gaviones tipo colchón Reno	88

1.11.2. Muros de contención	89
1.11.2.1. Funcionamiento del muro	89
1.11.2.2. Tipos de muros de contención (muros de retención).....	90
1.11.4. Defensas vivas naturales y forestadas	93
1.11.4.1. Defensas vivas naturales	93
1.11.4.2. Defensas vivas forestadas	93
CAPÍTULO II.....	94
METODOLOGÍA	94
2.1. Ubicación.....	94
2.1.1. Ubicación geográfica	94
2.1.2. Ubicación política	94
2.1.3. Ubicación hidrográfica.....	94
2.1.4. Ubicación administrativa	94
2.1.5. Vías de acceso	97
2.2. Materiales y equipos.....	97
2.2.1. Materiales	97
2.2.2. Equipos.....	97
2.3. Metodología.....	98
2.3.1. Actividades previas	99
2.3.2. Actividades de campo	99
2.3.3. Actividades de gabinete	100
2.3.3.1. Determinación de los parámetros geomorfológicos de la cuenca Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa.....	100
2.3.3.2. Estimación de caudales máximos de diseño y tirantes máximos para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa	104
2.3.3.3. Obtención de la profundidad de socavación para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa	123
2.3.3.4. Identificación de los tramos inundables del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa	127
CAPÍTULO III.....	129
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	129

3.1.	Resultados de los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa.....	129
3.1.1.	Cuenca Caracha y las subcuencas	129
3.1.2.	Áreas parciales de la cuenca Caracha y de las subcuencas	130
3.1.3.	Parámetros geomorfológicos	135
3.1.4.	Discusión de los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa	138
3.2.	Resultados de caudales máximos de diseño y tirantes máximos para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa.	139
3.2.1.	Curva de número de la cuenca Caracha y de las subcuencas.....	139
3.2.2.	Parámetros HEC-HMS en subcuencas y en ríos	139
3.2.3.	Precipitación máxima en 24h (mm) para la cuenca Caracha	141
3.2.4.	Datos atípicos y prueba de hipótesis de precipitación máxima en 24h (mm) para cuenca Caracha.....	143
3.2.5.	Test de prueba de Chi-cuadrado.....	146
3.2.6.	Precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos de retorno y selección del período de retorno	151
3.2.7.	Curvas intensidad - duración – frecuencia	152
3.2.8.	Hietogramas de diseño	154
3.2.9.	Caudales máximos	159
3.2.10.	Caudal método directo (método de huellas).....	170
3.2.11.	Curvas de nivel de la zona de estudio	171
3.2.12.	Modelo digital de elevación en formato TIN de la zona de estudio	172
3.2.13.	Modelo digital de elevación en formato ASCII de la zona de estudio..	173
3.2.14.	Coeficiente de manning en formato ASCII de la zona de estudio	174
3.2.15.	Tirantes máximos	177
3.2.16.	Discusión de caudales máximos de diseño y tirantes máximos para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa.....	187
3.3.	Resultados de la profundidad de socavación para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa.....	190
3.3.1.	Parámetros de sedimentos	190
3.3.2.	Profundidad de socavación	190

3.3.3.	Discusión de la profundidad de socavación para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa	194
3.4.	Resultados de identificación de los tramos inundables del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa.....	196
3.4.1.	Identificación de zonas inundables	196
3.4.2.	Concretización de soluciones con medidas estructurales y no estructurales.....	197
3.4.2.1.	Resultados de parámetros hidráulicos por tramos	198
3.4.2.2.	Identificación de la Altura de la Defensa Ribereña	201
3.4.2.3.	Dimensionamiento final de la defensa ribereña.....	204
3.4.3.	Discusión de identificación de los tramos inundables del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa	212
	CONCLUSIONES	213
	RECOMENDACIONES.....	215
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	216
	ANEXOS	222

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.	Clasificación del Índice de Compacidad de Gravelius.....	13
Tabla 1.2.	Fórmulas para el tiempo de concentración	16
Tabla 1.3.	Valores Kn para la prueba de datos atípicos.....	24
Tabla 1.4.	Valores de Kcri para el test de Kendall	27
Tabla 1.5.	Fórmulas de probabilidades empíricas	36
Tabla 1.6.	Nivel de significancia para la prueba de Smirnov - kolmogorov	36
Tabla 1.7.	Valores de Período de Retorno T (Años)	39
Tabla 1.8.	Valores recomendados para el riesgo permisible para trabajos de drenaje	40
Tabla 1.9.	Valores para la determinación del coeficiente de escorrentía	48
Tabla 1.10.	Coeficiente de escorrentía	48
Tabla 1.11.	Coeficiente de escorrentía, según tipo de superficie	48
Tabla 1.12.	Factor de escorrentía de Mac Math	49
Tabla 1.13.	Números de curvas N para complejos hidrológicos de suelo cobertura....	54
Tabla 1.14.	Condiciones hidrológicas	55
Tabla 1.15.	Clasificación hidrológica de los suelos	56
Tabla 1.16.	Condición de humedad antecedente propuesto por SCS.....	57
Tabla 1.17.	Factor de corrección por contracción del cauce μ	75
Tabla 1.18.	Valores del coeficiente β	76
Tabla 1.19.	Selección de X en suelos cohesivos ($t.m^{-3}$) o Z suelos no cohesivos (mm)	77
Tabla 2.1.	Ubicación hidrográfica del ámbito de estudio.....	95
Tabla 2.2.	Vías de acceso	97
Tabla 2.3.	Estaciones de registro cercanas a la zona de estudio.....	99
Tabla 3.1.	Áreas parciales de la Cuenca Caracha.....	130
Tabla 3.2.	Áreas parciales de la Subcuenca Caracha Alta.....	131
Tabla 3.3.	Áreas parciales de la Subcuenca Caracha Media	131
Tabla 3.4.	Áreas parciales de la Subcuenca Caracha Baja	132
Tabla 3.5.	Áreas parciales de la Subcuenca Ingahuasi	132
Tabla 3.6.	Áreas parciales de la Subcuenca Lucanamarca	133
Tabla 3.7.	Áreas parciales de la Subcuenca Urubamba Alta.....	133
Tabla 3.8.	Áreas parciales de la Subcuenca Urubamba Baja	134
Tabla 3.9.	Áreas parciales de la Subcuenca Ñipalcca.....	134
Tabla 3.10.	Áreas parciales de la Subcuenca Tiyo ccocha.....	135
Tabla 3.11.	Características de área y forma de la Cuenca Caracha y Subcuencas	135

Tabla 3.12.	Mediciones lineales de la Cuenca Caracha y Subcuencas.....	136
Tabla 3.13.	Parámetros relacionados con la red hidrográfica.....	136
Tabla 3.14.	Tiempo de concentración y tiempo de retardo	137
Tabla 3.15.	Otros parámetros relacionados con la cuenca hidrográfica.....	137
Tabla 3.16.	Curva número de la Cuenca Caracha	139
Tabla 3.17.	Parámetros HEC-HMS en subcuencas	139
Tabla 3.18.	Parámetros HEC-HMS en ríos	140
Tabla 3.19.	Precipitación máxima en 24 horas - Estaciones usadas.....	141
Tabla 3.20.	Precipitación 24h máxima promedio en la cuenca del río Caracha (Método de Isoyetas).....	142
Tabla 3.21.	Obtención de datos atípicos.....	143
Tabla 3.22.	Determinación de datos atípicos verificado.....	144
Tabla 3.23.	Selección la función de distribución de probabilidad.....	150
Tabla 3.24.	Función de distribución de probabilidades.....	151
Tabla 3.25.	Riesgo de falla de la estructura.....	152
Tabla 3.26.	Precipitaciones máximas para diferentes periodos de duración	152
Tabla 3.27.	Curvas intensidad duración frecuencia método de Dyck Peschke	153
Tabla 3.28.	Bloques alternos (Tr=500 años)	154
Tabla 3.29.	Bloques alternos (Tr=200 años)	155
Tabla 3.30.	Bloques alternos (Tr=100 años)	156
Tabla 3.31.	Bloques alternos (Tr=50 años)	157
Tabla 3.32.	Bloques alternos (Tr=10 años)	158
Tabla 3.33.	Hidrogramas para diferentes periodos de retorno Puente Carapo	169
Tabla 3.34.	Caudal máximo promedio por método directo (método de huellas hídricas).....	170
Tabla 3.35.	Diámetro del material del lecho.....	174
Tabla 3.36.	Resumen de coeficiente de manning del río (lecho evaluado).....	174
Tabla 3.37.	Coeficiente de manning según tipo de uso de suelo (zona de estudio) ...	174
Tabla 3.38.	Parámetros de Sedimentos.....	190
Tabla 3.39.	Ubicación de los tramos de inundación (Sección Crítica).....	197
Tabla 3.40.	Tipos de defensas ribereñas planteadas y parámetros hidráulicos por tramo (Sección crítica).....	201
Tabla 3.41.	Defensas ribereñas planteadas de la presente tesis.....	204
Tabla 3.42.	Datos de entrada para el cálculo de defensas ribereñas.....	205

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Rebose del río Caracha a la laguna de Tiyo Ccocha y búsqueda de efectivos policiales de la unidad de salvataje del menor que en vida fue W.T.M. de 14 años	5
Figura 1.2. Rebose del río Caracha y granizadas azotan la Comunidad de San Martín de Tiopampa	6
Figura 1.3. Ciclo hidrológico, representación cualitativa	9
Figura 1.4. Proceso de análisis de datos	9
Figura 1.5. Representación del área de la cuenca Caracha	11
Figura 1.6. N tramos de la longitud de un río	15
Figura 1.7. Pluviómetro Estándar (National Weather Service)	20
Figura 1.8. Pluviograma.....	20
Figura 1.9. Método del Polígono de Thiessen	22
Figura 1.10. Método de las Isoyetas	23
Figura 1.11. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil.....	39
Figura 1.12. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para lluvia máxima.....	43
Figura 1.13. Curva masa acumulada de precipitación	45
Figura 1.14. Partes de una sección.....	46
Figura 1.15. Cálculo de la escorrentía en función de la precipitación y el número de curva	53
Figura 1.16. Estructura del proceso de modelado, incluidas sus fases y sus interacciones entre sí	65
Figura 1.17. Ventana programa IBER	67
Figura 1.18. Modelo de malla no estructurado compuesto por elementos triangulares.	71
Figura 1.19. Muestreador horizontal instantáneo de sedimentos en suspensión	85
Figura 1.20. Muestreador vertical instantáneo de sedimentos en suspensión.....	85
Figura 1.21. Muestreador integral de punto de sedimento en suspensión	86
Figura 1.22. Sonda de Turbidez YSI-6V	86
Figura 1.23. Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja	88
Figura 1.24. Elementos constituyentes de los gaviones tipo saco	88
Figura 1.25. Elementos constituyentes de los gaviones tipo colchón Reno	89
Figura 1.26. Muro de gravedad.....	91
Figura 1.27. Muro de semigravedad	91

Figura 1.28. Muro en voladizo.....	92
Figura 1.29. Muro con contrafuertes.....	92
Figura 2.1. Ubicación de AAA XI Pampas Apurímac (Ubicación Administrativa)....	95
Figura 2.2. Localización de la Comunidad de San Martín de Tiopampa distrito de Santiago de Lucanamarca.....	96
Figura 2.3. Flujograma de la metodología.....	98
Figura 2.4. Modelo digital de elevación en el programa WMS 9.1.....	101
Figura 2.5. Red de drenaje.....	101
Figura 2.6. Cuenca delimitada.....	102
Figura 2.7. Discretización de subcuencas.....	103
Figura 2.8. Exportación de curvas de nivel de AutoCAD a Arcgis.....	110
Figura 2.9. Conversión de curvas de nivel a formato TIN y su corte según la zona de estudio.....	110
Figura 2.10. Conversión de TIN a RASTER de las curvas de nivel.....	111
Figura 2.11. Conversión de RASTER a ASCII de las curvas de nivel.....	112
Figura 2.12. Creación de polígonos de coeficiente de Manning para la zona de estudio.....	113
Figura 2.13. Conversión de shape a RASTER el coeficiente de Manning.....	113
Figura 2.14. Conversión de RASTER a ASCII el coeficiente de Manning.....	114
Figura 2.15. Generación de la malla desde el DEM.....	115
Figura 2.16. Asignación de las Condiciones Hidrodinámicas (Condiciones Iniciales)	116
Figura 2.17. Condiciones hidrodinámicas (Condiciones de Contorno) de entrada.....	116
Figura 2.18. Condiciones Hidrodinámicas (Condiciones de Contorno) de salida.....	117
Figura 2.19. Adición de Usos de Suelo con su respectivo valor de coeficiente de Manning.....	118
Figura 2.20. Asignación de coeficiente de Manning de la zona de estudio.....	118
Figura 2.21. Asignación de parámetros de tiempo.....	119
Figura 2.22. Asignación de cálculo General.....	120
Figura 2.23. Procesamiento de la simulación del flujo no permanente bidimensional	120
Figura 2.24. Identificación de los posibles tramos de defensas ribereñas (Vía Intenso Desagüe).....	121
Figura 2.25. Visualización de resultados de tirantes máximos para TR=100 años.....	122
Figura 2.26. Exportación de resultados de tirantes máximos para TR=100 años.....	123

Figura 2.27. Asignación de las Condiciones de contorno del transporte por arrastre de fondo.....	124
Figura 2.28. Elección del modelo de turbulencia.....	125
Figura 2.29. Determinación del modelo de transporte sólido (transporte por arrastre de fondo)	125
Figura 2.30. Visualización de resultados de erosión (altura de socavación) para TR=100 años.....	126
Figura 2.31. Exportación de resultados de erosión (altura de socavación) para TR=100 años.....	127
Figura 3.1. Cuenca Caracha y Subcuencas	129
Figura 3.2. Precipitación máxima en 24 horas - Estaciones usadas.....	141
Figura 3.3. Identificación de datos atípicos (Boxplot).....	144
Figura 3.4. Prueba de independencia (Wald - Wolfowitz)	145
Figura 3.5. Prueba de estacionariedad (Kendall)	145
Figura 3.6. Homogeneidad de prueba a escala anual (Wilcoxon)	146
Figura 3.7. Prueba Chi-Cuadrado GEV (máxima verosimilitud)	146
Figura 3.8. Prueba Chi-Cuadrado Gumbel (máxima verosimilitud).....	147
Figura 3.9. Prueba Chi-Cuadrado Normal (máxima verosimilitud)	147
Figura 3.10. Prueba Chi-Cuadrado LogNormal (máxima verosimilitud).....	148
Figura 3.11. Prueba Chi-Cuadrado LogNormal con tres Parámetros (máxima verosimilitud)	148
Figura 3.12. Prueba Chi-Cuadrado Gamma (máxima verosimilitud).....	149
Figura 3.13. Prueba Chi-Cuadrado Pearson tipo III (máxima verosimilitud).....	149
Figura 3.14. Análisis gráfico de la función de distribución de probabilidad Gumbel y Pearson tipo III	150
Figura 3.15. Precipitación máxima en 24 horas - Periodo de retorno.....	151
Figura 3.16. Curvas IDF	153
Figura 3.17. Hietograma de diseño Tr=500 años.....	155
Figura 3.18. Hietograma de diseño Tr=200 años.....	156
Figura 3.19. Hietograma de diseño Tr=100 años.....	157
Figura 3.20. Hietograma de diseño Tr=50 años.....	158
Figura 3.21. Hietograma de diseño Tr=10 años.....	159
Figura 3.22. Modelo hidrológico importado al HEC-HMS	159
Figura 3.23. Modelo en Basin Models de la Cuenca Caracha y Subcuencas	160

Figura 3.24. Asignación de hietogramas para cada periodo de retorno en Time-Series Data.....	161
Figura 3.25. Asignación de modelo meteorológico para cada Subcuenca en Meteorologic Models.....	161
Figura 3.26. Asignación de formato de salida de resultados para cada periodo de retorno en Control Specifications.....	162
Figura 3.27. Asignación de nombre salida de resultados para cada periodo de retorno en Similation Runs.....	163
Figura 3.28. Resumen de resultados de caudales máximos Tr=10 años.....	163
Figura 3.29. Hidrograma Puente Carapo Tr=10 años	164
Figura 3.30. Resumen de resultados de caudales máximos Tr=50 años.....	164
Figura 3.31. Hidrograma Puente Carapo Tr=50 años	165
Figura 3.32. Resumen de resultados de caudales máximos Tr=100 años.....	165
Figura 3.33. Hidrograma Puente Carapo Tr=100 años	166
Figura 3.34. Resumen de resultados de caudales máximos Tr=200 años.....	166
Figura 3.35. Hidrograma Puente Carapo Tr=200 años	167
Figura 3.36. Resumen de resultados de caudales máximos Tr=500 años.....	167
Figura 3.37. Hidrograma Puente Carapo Tr=500 años	168
Figura 3.38. Secciones donde se calculó el caudal máximo por método directo (método de huellas).....	170
Figura 3.39. Curvas de nivel	171
Figura 3.40. Curvas de nivel (TIN).....	172
Figura 3.41. Curvas de nivel (ASCII).....	173
Figura 3.42. Mapa de coeficiente de manning según tipo de uso de suelo.....	175
Figura 3.43. Coeficiente de Manning (ASCII)	176
Figura 3.44. Visualización de calados máximos sin y con defensas ribereñas TR=10 Años.....	177
Figura 3.45. Visualización de velocidades máximas sin y con defensas ribereñas TR=10 Años.....	178
Figura 3.46: Visualización de calados máximos sin y con defensas ribereñas TR=50 Años.....	179
Figura 3.47: Visualización de velocidades máximas sin y con defensas ribereñas TR=50 Años.....	180

Figura 3.48. Visualización de calados máximos sin y con defensas ribereñas TR=100 Años.....	181
Figura 3.49. Secciones transversales topográficas e hidráulicas TR = 100 años.....	182
Figura 3.50. Visualización de velocidades máximas sin y con defensas ribereñas TR=100 Años	183
Figura 3.51. Visualización de calados máximos sin y con defensas ribereñas TR=200 Años.....	184
Figura 3.52. Visualización de velocidades máximas sin y con defensas ribereñas TR=200 Años	185
Figura 3.53. Visualización de calados máximos sin y con defensas ribereñas TR=500 Años.....	186
Figura 3.54. Visualización de velocidades máximas sin y con defensas ribereñas TR=500 Años	187
Figura 3.55. Visualización de altura de erosión con defensas ribereñas TR=10 Años.....	191
Figura 3.56. Visualización de altura de erosión con defensas ribereñas TR=50 Años.....	191
Figura 3.57. Visualización de altura de erosión con defensas ribereñas TR=100 Años.....	192
Figura 3.58. Secciones transversales topográficas, hidráulicas y erosión TR = 100 años.....	193
Figura 3.59. Visualización de altura de erosión con defensas ribereñas TR=200 Años.....	193
Figura 3.60. Visualización de altura de erosión con defensas ribereñas TR=500 Años.....	194
Figura 3.61. Identificación de tramos a posibles inundaciones	196
Figura 3.62. Tirantes máximos (Y_{max}) sección crítica por tramo de la zona en estudio.....	198
Figura 3.63. Velocidades máximas (V_{max}) sección crítica por tramo de la zona en estudio.....	199
Figura 3.64. Altura de socavación (Y_{st}) sección crítica por tramo de la zona en estudio.....	200
Figura 3.65. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo III - Tramo 1	205
Figura 3.66. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo III- Tramo 2.....	206

Figura 3.67. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo III - Tramo 3.....	207
Figura 3.68. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo III - Tramo 6.....	207
Figura 3.69. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo I - Tramo 7	208
Figura 3.70. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo IV - Tramo 8.....	209
Figura 3.71. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo III - Tramo 9.....	209
Figura 3.72. Sección transversal de dimensionamiento muro de contención Tipo I - Tramo 4	210
Figura 3.73. Sección transversal de dimensionamiento muro de contención Tipo II - Tramo 5	211

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1.1:	Factor de forma	12
Ecuación 1.2:	Índice de compacidad	13
Ecuación 1.3:	Longitud del lado mayor del rectángulo	14
Ecuación 1.4:	Longitud del lado menor del rectángulo	14
Ecuación 1.5:	Pendiente del cauce	14
Ecuación 1.6:	Pendiente del cauce “Taylor y Schwartz”	15
Ecuación 1.7:	Índice de pendiente	17
Ecuación 1.8:	Densidad de corriente	17
Ecuación 1.9:	Densidad de drenaje	18
Ecuación 1.10:	Precipitación media de la zona o cuenca (método del promedio aritmético)	21
Ecuación 1.11:	Precipitación media de la zona o cuenca (método del polígono de thiessen)	22
Ecuación 1.12:	Precipitación media de la zona o cuenca (método de las isoyetas)	23
Ecuación 1.13:	Límite superior o límite inferior de los datos atípicos	24
Ecuación 1.14:	Prueba estadístico según la distribución normal	25
Ecuación 1.15:	La media	26
Ecuación 1.16:	Desviación estándar	26
Ecuación 1.17:	Cantidad de datos posteriores superiores	26
Ecuación 1.18:	Cantidad de valores posteriores menores	26
Ecuación 1.19:	Test de Kendall cuando I mayor que 0	27
Ecuación 1.20:	Test de Kendall cuando I menor que 0	27
Ecuación 1.21:	Verificación del procedimiento de asignación de rangos	28
Ecuación 1.22:	Aproximación de muestra grande para probar la hipótesis nula	28
Ecuación 1.23:	Valor medio de la estadística de prueba T_1	28
Ecuación 1.24:	Desviación estándar de la estadística de prueba T_1	28
Ecuación 1.25:	Distribución GEV. Función de densidad de probabilidad, si $k \neq 0$	29
Ecuación 1.26:	Distribución GEV. Función de densidad de probabilidad, si $k = 0$	29
Ecuación 1.27:	Distribución GEV. Función de distribución acumulada, si $k \neq 0$	29
Ecuación 1.28:	Distribución GEV. Función de distribución acumulada, si $k = 0$	29
Ecuación 1.29:	Distribución GEV. Variable estandarizada	29
Ecuación 1.30:	Distribución normal. Función de densidad de probabilidad	30

Ecuación 1.31: Distribución Log Normal 2 parámetros. Función de densidad de probabilidad	30
Ecuación 1.32: Media de los datos de la muestra transformada	30
Ecuación 1.33: Desviación estándar de los datos de la muestra transformada.....	30
Ecuación 1.34: Coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada.....	30
Ecuación 1.35: Desviación estándar de los datos de la muestra transformada (Monsalve, 1999)	31
Ecuación 1.36: Distribución Log Normal 3 parámetros. Función de densidad de probabilidad	31
Ecuación 1.37: Distribución Gamma 2 parámetros. Función de densidad de probabilidad	31
Ecuación 1.38: Distribución Gamma 3 parámetros. Función de densidad de probabilidad	32
Ecuación 1.39: Distribución Log Pearson tipo III. Función de densidad de probabilidad	32
Ecuación 1.40: Distribución Gumbel. Función de densidad de probabilidad	33
Ecuación 1.41: Distribución Gumbel. Parámetro de concentración	33
Ecuación 1.42: Distribución Gumbel. Parámetro de localización	33
Ecuación 1.43: Distribución Gumbel. Valor con una probabilidad dada	33
Ecuación 1.44: Distribución Log Gumbel. Función de densidad de probabilidad	33
Ecuación 1.45: Distribución Log Gumbel. Función de distribución acumulada.....	33
Ecuación 1.46: Estadístico de Smirnov - Kolmogorov.....	34
Ecuación 1.47: Probabilidad empírica o experimental	35
Ecuación 1.48: Prueba de Anderson - Darling	37
Ecuación 1.49: Valores críticos para la prueba de Anderson - Darling.....	37
Ecuación 1.50: Prueba de chi - cuadrado.....	38
Ecuación 1.51: Riesgo de falla admisible.....	38
Ecuación 1.52: Intensidad máxima.....	41
Ecuación 1.53: Periodo de retorno.....	41
Ecuación 1.54: Intensidad.....	42
Ecuación 1.55: Intensidad de precipitación de diseño.....	43
Ecuación 1.56: Precipitación total	44
Ecuación 1.57: Intensidad máxima.....	44
Ecuación 1.58: Velocidad media	46

Ecuación 1.59: Caudal Máximo.....	46
Ecuación 1.60: Descarga máxima de diseño (Método racional)	47
Ecuación 1.61: Caudal Máximo con un periodo de retorno de T años (Mac Math)	49
Ecuación 1.62: Factor de escorrentía de Mac Math.....	49
Ecuación 1.63: Expresión curva número CN.....	50
Ecuación 1.64: Escorrentía potencial o exceso de precipitación	50
Ecuación 1.65: Infiltración real acumulada	50
Ecuación 1.66: Escorrentía total acumulada en función a escorrentía potencial.....	51
Ecuación 1.67: Escorrentía total acumulada en función a abstracción inicial.....	51
Ecuación 1.68: Abstracción inicial	51
Ecuación 1.69: Escorrentía total acumulada en función a infiltración potencial máxima.....	51
Ecuación 1.70: Infiltración potencial máxima.....	51
Ecuación 1.71: Escorrentía total acumulada (cm)	52
Ecuación 1.72: Escorrentía total acumulada (mm).....	52
Ecuación 1.73: Condición de humedad antecedente $N_{(I)}$	57
Ecuación 1.74: Condición de humedad antecedente $N_{(II)}$	57
Ecuación 1.75: Número de Reynolds para secciones transversales circulares llenas....	58
Ecuación 1.76: Número de Reynolds para el flujo en un canal abierto.....	58
Ecuación 1.77: Número de Froude	60
Ecuación 1.78: Coeficiente de manning - Método de Cowan	61
Ecuación 1.79: Coeficiente de manning - Método de S.C.S.....	62
Ecuación 1.80: Coeficiente de manning n_5 - Método de S.C.S.	62
Ecuación 1.81: Coeficiente de manning - Método de la medición de la velocidad.....	62
Ecuación 1.82: Coeficiente de manning - Fórmula de Meyer-Peter y Muller.....	63
Ecuación 1.83: Coeficiente de manning - Fórmula de Garde y Raju	63
Ecuación 1.84: Coeficiente de manning - Fórmula de Bray con d_{50}	63
Ecuación 1.85: Coeficiente de manning - Fórmula de Bray con d_{65}	63
Ecuación 1.86: Coeficiente de manning - Fórmula de Bray con d_{90}	63
Ecuación 1.87: Ecuaciones de St. Venant bidimensionales 1.....	68
Ecuación 1.88: Ecuaciones de St. Venant bidimensionales 2.....	68
Ecuación 1.89: Ecuaciones de St. Venant bidimensionales 3.....	68
Ecuación 1.90: Fricción de fondo mediante la fórmula de Manning.....	69
Ecuación 1.91: Ecuación de Van Dorn.....	69

Ecuación 1.92: Coeficiente de arrastre superficial, cuando $ V_{10} < 5.6 \text{ m.s}^{-1}$	69
Ecuación 1.93: Coeficiente de arrastre superficial, cuando $ V_{10} \geq 5.6 \text{ m.s}^{-1}$	69
Ecuación 1.94: Profundidad de socavación para suelos granulares.....	74
Ecuación 1.95: Profundidad de socavación considerando los coeficientes de para suelos granulares.....	75
Ecuación 1.96: Profundidad de socavación para suelos cohesivos	76
Ecuación 1.97: Gasto sólido total unitario de fondo - fórmula de Yalin.....	80
Ecuación 1.98: Relación esfuerzo cortante con pesos específicos	80
Ecuación 1.99: Relación esfuerzo cortante y esfuerzo cortante crítico	80
Ecuación 1.100:Relación esfuerzo cortante y esfuerzo cortante crítico	80
Ecuación 1.101:Gasto sólido de fondo unitario - fórmula de Meyer-Peter y Muller	81
Ecuación 1.102:Gasto sólido total unitario - fórmula de Schoklitsch	81
Ecuación 1.103:Gasto sólido de fondo unitario - fórmula de Einstein-Brown.....	82
Ecuación 1.104:Gasto sólido total unitario - fórmula de Van Rijn cuanto $T < 3$	83
Ecuación 1.105:Gasto sólido total unitario - fórmula de Van Rijn cuanto $T \geq 3$	83
Ecuación 1.106:Gasto sólido de fondo unitario - fórmula de Pernecker y Vollmer.....	84

LISTA DE ACRÓNIMOS

AAA	: Autoridad Administrativa del Agua.
ALA	: Administración Local del Agua.
ANA	: Autoridad Nacional del Agua.
ASCII	: American Standard Code for Information Interchange (Código Estándar Americano para Intercambio de Información).
CN	: Curva Número.
DEM	: Modelo Digital de Elevación.
FVM	: Método de los Volúmenes Finitos.
GPS	: Sistema de Posicionamiento Global.
HEC-HMS	: Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System (Centro de Ingeniería Hidrológica-Sistema de Modelado Hidrológico).
IBER	: Modelo hidrodinámico bidimensional.
KML	: Keyhole Markup Language (Lenguaje de marcado de ojo de cerradura)
IDF	: Intensidad Duración Frecuencia.
MDT	: Modelo digital del terreno.
MTC	: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
NAME	: Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias.
SCS	: Servicio de conservación de suelos.
SENAMHI	: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú.
SIG	: Sistemas de Información Geográfica.
TIF	: Tagged Image File Format (formato de archivo de imágenes).
TIN	: Triangular irregular Network (Red irregular triangular).
TR	: Tiempo de Retorno.
UTM	: Universal Transversal de Mercator.

RESUMEN

La presente tesis, cuyo principal objetivo fue proponer medidas de defensas ribereñas contra inundaciones del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa, Santiago de Lucanamarca, Huanca Sancos, Ayacucho; y los objetivos específicos realizados fueron determinar los parámetros geomorfológicos de la cuenca, luego estimar caudales máximos y calcular los tirantes máximos para periodos de retorno de 10, 50, 100, 200 y 500 años, así mismo calcular la profundidad de socavación para los tiempos de retorno mencionados anteriormente, finalmente identificar los tramos expuestos a posibles inundaciones para proponer medidas de defensas ribereñas estructurales y no estructurales. De la metodología con el programa WMS 9.1 y arcGIS se determinó los parámetros geomorfológicos de la cuenca Caracha como es el área de 3561.694 km²; con el programa HEC-HMS se estimó las máximas avenidas para diferentes periodos de retorno obteniéndose para un TR=100 años $Q_{max}=1384.90 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$, luego se calculó los tirantes máximos para diferentes periodos de retorno con el programa IBER obteniéndose para un TR=100 años tirantes máximos con defensas ribereñas en el cauce principal del río un promedio de 5.67 m, en los márgenes de inundación izquierdo y derecho un promedio de 3.25 m; se calculó la altura de socavación para diferentes periodos con el programa IBER obteniéndose para un TR=100 años la altura de socavación en el cauce principal del río un promedio de 2.51 m, en los márgenes de inundación izquierdo y derecho un promedio de 1.67 m; por último, se identificó los tramos expuestos a posibles inundaciones para dar soluciones con medidas estructurales y no estructurales, identificando dos márgenes (izquierda 1+907.00 km y derecha 1+784.00 km), nueve tramos donde se planteó defensas ribereñas con gavión y muro de contención; y en los tramos donde no se plantearon los gaviones y muro de contención se proyectaron defensas vivas.

Palabras clave: Modelamiento hidrológico, modelamiento hidráulico, profundidad de socavación, defensas ribereñas.

INTRODUCCIÓN

En la región sierra del país, departamento Ayacucho, provincia Huanca Sancos, distrito Santiago de Lucanamarca, se ubica el municipio de San Martín de Tiopampa a una altitud de 3090 msnm, esta región es un lugar de alta precipitación entre los meses de diciembre a marzo y los sectores perjudicados pertenecen a la comunidad de San Martín de Tiopampa. Es característico de esta comunidad que se ubica a orillas del río Caracha y durante la época de lluvias el nivel del agua del río antes mencionada se eleva demasiado, lo que conduce a escorrentías, deslizamientos de tierra e inundaciones; y finalmente perjudica a la población por daños a tierras agrícolas, destrucción de viviendas o caminos de acceso.

González (2010) indicó que el efecto de una inundación en cierta área siempre es desastroso, causando la pérdida de vidas humanas, pérdidas materiales, degradación de áreas agrícolas, daño en las vías de comunicación. Para disminuir estos efectos, es preciso llevar a cabo estudios integrados de una cuenca, desde la precipitación y su recorrido hasta convertirse en escorrentía superficial, que pueda causar una inundación. El análisis de las propiedades especiales de una cuenca que intervienen en este ciclo es fundamental para encontrar la conexión con la escorrentía proporcionada, en particular con la cantidad de agua y los niveles sobrepasados, y luego correlacionar con el riesgo de inundación.

Álvarez (2007) consideró que “el estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca es el análisis del riesgo de inundación, sucedido de la gran superficie de usos residenciales y actividades económicas que se desarrollan en la zona de influencia”.

ANA (2017) resaltó que “el país, es un lugar favorecido por su gran variedad de zonas ecológicas, clima y patrimonios hídricos. Tiene casi todas las zonas de vida y tipos de clima del mundo distribuidas en 3 regiones naturales: costa, sierra y selva. Cuenta con 3

grandes sistemas hídricos Pacífico, Amazonía y Titicaca que agrupan 159 cuencas hidrográficas, y es el octavo país del mundo en reserva de recursos hídricos superficiales con un volumen promedio anual de 1,768,172 millones de m³, lo que representa 1.89% del agua superficial total en el planeta. Esta complejidad está sujeta a riesgos y dilemas naturales debido a los efectos del cambio climático asociados a la existencia de las corrientes de Humboldt y El Niño y de la cordillera de los Andes, que provocan inundaciones y sequías extremas cada vez más frecuentes”. Por esta razón, grandes desastres naturales ocurren en períodos de lluvias como: huaycos e inundaciones que afectan directamente el patrimonio del país, ya que perjudican caminos, cultivos, daños de viviendas, etc. Una forma de proteger esto es realizar investigaciones hidrológicas en las cuencas hidrológicas del Perú.

Un argumento que justifica la investigación de defensas ribereñas contra inundaciones del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa es el análisis del riesgo de inundación, habida de la gran superficie de usos residenciales y actividades económicas que se desarrollan en la Comunidad de San Martín de Tiopampa. Los modelos proporcionan la manipulación de las variables involucradas en el transcurso de transformación de lluvia - caudal, suministran datos sobre la repartición espacial de la escorrentía superficial y mejoran la calidad del mapeo temático en áreas de llanuras aluviales y áreas con riesgo de inundación.

Objetivo general

Proponer medidas de defensas ribereñas contra inundaciones del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa, con la finalidad de proteger a la población de daños a tierras agrícolas, daños de viviendas o caminos de acceso para la población.

Objetivos específicos

1. Determinar los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa.
2. Estimar caudales máximos de diseño y calcular la altura de agua correspondiente al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), para periodos de retorno de 10,50, 100, 200 y 500 años del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa.

3. Calcular la profundidad de socavación, para tiempos de retorno de 10, 50,100, 200 y 500 años del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa.
4. Identificar los tramos expuestos a posibles inundaciones del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa, para priorizar las medidas de gestión de la inundación (medidas estructurales y no estructurales).

CAPÍTULO I MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes

Debido a las altas precipitaciones entre los meses de diciembre a marzo, el aumento de los ríos está dañando actualmente a la población por daños a terrenos agrícolas, destrucción de viviendas y caminos de paso en varios lugares, para lo cual existen los siguientes eventos e investigaciones previas:

El cauce del río Caracha, en 2017 durante el mes de enero ocurrió uno de los mayores desbordamientos que se han visto en el río en cuestión, ubicado en la Comunidad de San Martín de Tiopampa en el distrito de Santiago de Lucanamarca, provincia de Huanca Sancos - Ayacucho afectando a la población de daños a áreas agrícolas, deterioro de viviendas, caminos de acceso, cubriendo toda la laguna Tiyo Ccocha, esta vez causando 1 muerte como se muestra en la figura 1.1.



Figura 1.1. Rebose del río Caracha a la laguna de Tiyo Ccocha y búsqueda de efectivos policiales de la unidad de salvataje del menor que en vida fue W.T.M. de 14 años

Fuente: RPP Noticias (2017)

Vale la pena señalar que estos eventos tuvieron lugar en diferentes años, como 2020, como se aprecia en la figura 1.2.



Figura 1.2. Rebose del río Caracha y granizadas azotan la Comunidad de San Martín de Tiopampa

Fuente: Enfoque Ayacucho Noticias (2020)

En relación con lo arriba expresado, se localizó como antecedentes de este trabajo a las investigaciones realizadas:

Castillo (2017) realizó una tesis titulado “Modelamiento hidráulico 1D – 2D y transporte de sedimentos para el dimensionamiento de la defensa ribereña río Pongora - Pacaycasa - Ayacucho”, para optar el Título de Ingeniero Civil, presentado ante la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho - Perú. En dicha

investigación se “generó el hidrograma de diseño determinado a nivel de flujo permanente unidimensional y no permanente bidimensional, de tal forma de determinar las características hidráulicas en el tramo de estudio, para un adecuado dimensionamiento de la defensa ribereña en estudio”.

Salamea (2015) elaboró una tesis titulada “Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas”, para optar el Título de Ingeniero Civil, presentado ante la Universidad de Cuenca, Ecuador. En dicho trabajo se “analizó el comportamiento bidimensional del flujo y la capacidad de transporte de sedimentos de un tramo del río Calabí y los efectos que causan la implantación de una obra de toma”.

Morales (2019) desarrolló una tesis titulado “Aplicación del Geo 5 en defensa ribereña, para el control de inundaciones dentro del área urbana del distrito de Lircay - provincia de Angaraes - Huancavelica 2019”, para optar el Título de Ingeniero Civil, presentado ante la Universidad César Vallejo, Perú. El fin de la investigación fue “estudiar la estructura más eficiente para el área de estudio dentro de los cuales se tomó en cuenta la defensa ribereña; planteadas a partir de la necesidad que aqueja el distrito de Lircay para lo cual se determinó variables causa – efecto, muy aparte de la viabilidad; tanto del aspecto monetario y social que respalden la toma de disposiciones para dicha población de estudio”.

Escarcena (2014) desarrolló una tesis titulado “Determinación de áreas inundables de la parte media de la microcuenca del río Zapatilla - centro poblado de Ancoamaya - Ilave”, para optar el Título de Ingeniero Agrícola, presentado ante la Universidad Nacional del Altiplano, Puno - Perú. La intención del presente trabajo de investigación, fue “precisar áreas de inundación y establecimiento de zona de mayor vulnerabilidad a inundaciones para un período de retorno de 50 años, a lo largo de la trayectoria del río para mitigar los desastres producidos por inundaciones, tiene un alto contenido ambiental con criterios técnicos asociados de deducción del riesgo y recuperación de suelos los cuales serán de gran beneficio para las poblaciones del sector.”

1.2. Conceptos básicos

1.2.1. Definición de hidrología

Villón (2002) definió que “la hidrología es ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos”.

Chereque (1989) mencionó que “los proyectos hidráulicos son de dos tipos: los proyectos que se describen al uso del agua y los que se describen a la defensa contra los daños que origina el agua. Los proyectos típicos de uso del agua son los de abastecimiento de agua potable, los de irrigación y los de aprovechamiento hidroeléctrico, los de navegación, recreación y otros. Los proyectos típicos de defensa son los de drenaje urbano, drenaje vial y drenaje agrícola; perciben, también, los de encauzamiento de ríos, los de defensa contra las inundaciones y otros. En el Perú estamos suficientemente familiarizados con estos dos tipos de problemas que se presentan con el agua, los de uso y los de defensa”.

1.2.2. Importancia de la hidrología

Villón (2002) indicó que “la hidrología se utiliza al planificar obras de construcción civil para solucionar varios inconvenientes prácticos. Dichos inconvenientes tienen la posibilidad de ser de bastante variado carácter, empero generalmente va a ser primordial el razonamiento de la hidrología para su solución”

1.2.3. El ciclo hidrológico

Chereque (1989) manifestó que “es un fenómeno global de circulación del agua en la naturaleza, provocado principalmente por la energía solar, la energía gravitacional y la rotación de la tierra, que es un proceso de transporte recirculante e indeterminado o permanente”.

En la figura 1.3 vemos la secuencia de etapas por las que transita el agua “cuando llega a la tierra a través de la precipitación y cómo vuelve a la atmósfera y luego a la tierra, fruto de las fases de evaporación del suelo, lagos, mares y la transpiración de las plantas”.

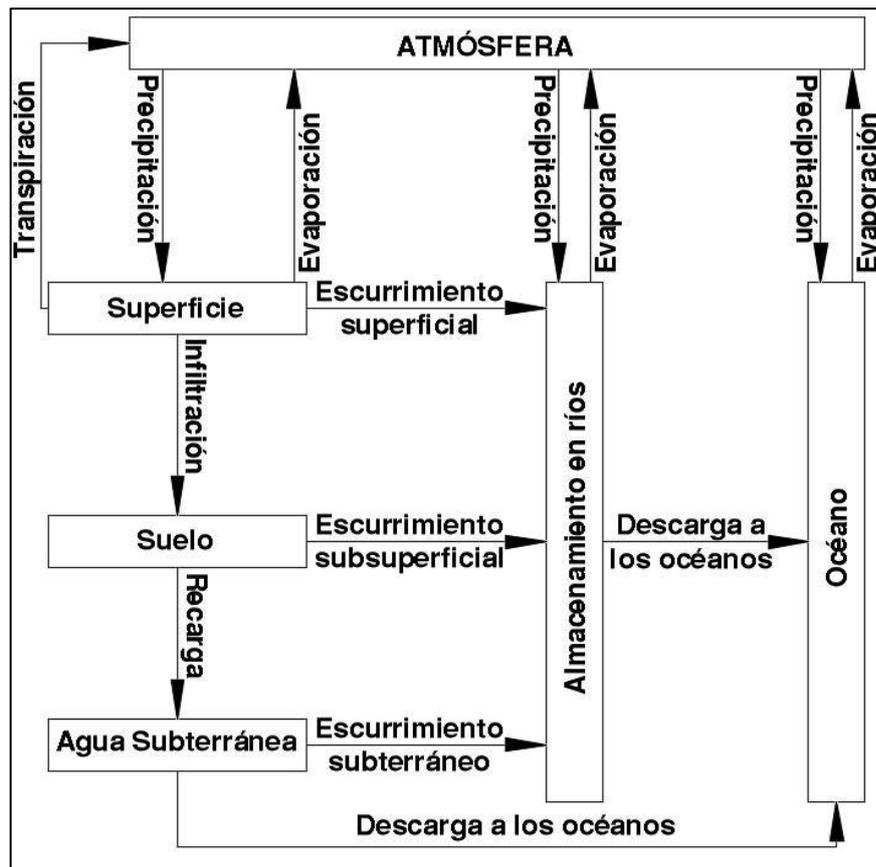


Figura 1.3. Ciclo hidrológico, representación cualitativa

Fuente: Villón (2002)

1.2.4. Acceso a problemas hidrológicos

Villón (2002) indicó que “para determinar el resultado hidrológico esperado, es razonable partir de una serie de datos observados, analizarlos estadísticamente y después tratar de establecer la norma que gobierna dichos sucesos”, como se aprecia en la figura 1.4. Es decir, en “hidrología siempre se cuenta con una gran investigación, su proceso para lograr los datos de diseño, se hacen estadísticamente con una determinada probabilidad de ocurrencia. En general, cada problema hidrológico es único, y las conclusiones cuantitativas de su análisis no pueden extrapolarse a otro problema”.

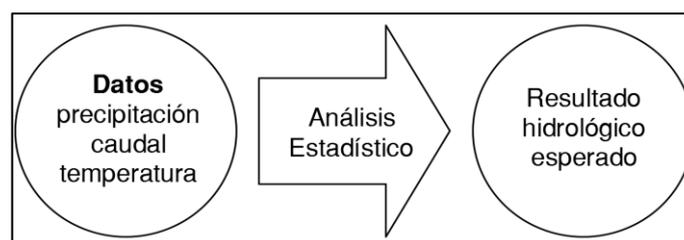


Figura 1.4. Proceso de análisis de datos

Fuente: Villón (2002)

1.2.5. Instituciones de recolección de datos en Perú

Chereque (1989) señaló que “para la elaboración de proyectos, particularmente de proyectos hidráulicos, el ingeniero requiere de datos sobre precipitación, caudales, evaporación, horas de sol, temperatura, vientos, etc. Esta información básica la recopila en el país el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)”.

1.3. Cuenca hidrográfica

1.3.1. Definición

Villón (2002) mencionó que “la cuenca hidrológica es el área de terreno donde todos los cuerpos de agua que han caído por precipitación se fusionan en cursos de agua que convergen en un mismo cauce. Cada curso de agua tiene una cuenca definida con precisión para cada punto de su recorrido”. Una cuenca se puede dividir en una cuenca grande y una cuenca pequeña según su tamaño.

- **Cuenca grande:** “Es la cuenca en la que predominan sus características fisiográficas (pendiente, altura, superficie, canal). Por razones prácticas, una cuenca se considera grande si el área es de más de 250 km²”.
- **Cuenca pequeña:** “Es esa cuenca que corresponde a lluvias de alta intensidad y corta duración, y en la que las características físicas (tipo de vegetación) son más importantes que las del cauce. Se considera cuenca pequeña aquella cuya superficie varía desde unas pocas hectáreas hasta un límite que, a efectos prácticos, se considera 250 km²”.

1.3.2. Características morfológicas de una cuenca hidrográfica

Villón (2002) mencionó que “las características que definen a las cuencas hidrográficas son los valores relacionados con la forma y geometría de la cuenca, que fijan o establecen el comportamiento del flujo obtenido de la precipitación en la cuenca”. Estas características son las siguientes:

a) Área de la cuenca (A)

Villón (2002) indicó que “es la región proyectada horizontalmente en el área de drenaje de una cuenca, siendo esta propiedad geomorfológica la más importante ya que afecta

directamente la cantidad de agua que la cuenca puede producir y por ende la magnitud del caudal de los cursos de agua”; como se puede apreciar en la figura 1.5.



Figura 1.5. Representación del área de la cuenca Caracha

b) Perímetro de la cuenca (P)

Villón (2002) mencionó que “el perímetro de la cuenca se describe a la forma del borde de la cuenca proyectada sobre un plano horizontal, que suele ser de forma irregular y se logra una vez definida la cuenca”.

c) Curvas características de una cuenca

c.1) Curva hipsométrica

Breña & Jacobo (2006) señalaron que “es una curva que muestra, en ordenadas, las elevaciones o alturas de la cuenca ubicada en la abscisa de las superficies de la descarga o salida. Esta curva se puede ver como un tipo de perfil de grupo de análisis”.

c.2) Curva de frecuencia de altitudes

Villón (2002) indicó que “es la representación gráfica de la distribución porcentual de las áreas ocupadas por diferentes altitudes”.

d) Índices representativos

d.1) Índice o factor de forma de una cuenca (F)

Villón (2002) describió que “es la relación entre la anchura media de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo. El ancho promedio de la cuenca se obtiene dividiendo el área de la cuenca por la longitud del curso de agua más largo”, es decir.

$$F = \frac{B}{L} = \frac{\left(\frac{A}{L}\right)}{L} = \frac{A}{L^2} \dots\dots\dots (1.1)$$

Dónde:

- F : Factor de forma.
- B : Ancho promedio.
- A : Área de la cuenca.
- L : Longitud del curso de agua de la cuenca.

Si “F> 1, la probabilidad de una fuerte tormenta en toda la extensión de la cuenca es mayor. Por el contrario, si la misma cuenca tiene un F<1, tiene menor tendencia a concentrar las intensidades de precipitación que una cuenca de la misma zona, pero con un F mayor”.

d.2) Índice de compacidad (índice de gravelious) (K)

Villón (2002) definió que “este parámetro establece una relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área es igual a la de un círculo, y equivalente al área de la cuenca bajo examen”. Se determina con la siguiente expresión.

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi * A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots \dots \dots (1.2)$$

Dónde:

- K : Índice de compacidad (-)
- P : Perímetro de la cuenca (km)
- A : Área de la cuenca (km²)

Si “el valor de Kc es igual a la unidad indica que la cuenca tiene forma circular, lo que permite mayor oportunidad de crecientes, ya que los tiempos de concentración serán iguales para todos los puntos”. Si por el contrario “el valor de Kc es menor a la unidad se trata de una cuenca que tiende a ser corta”. “Si es mayor a 1, la cuenca es de forma alargada y reduce la probabilidad de que sea cubierta en su totalidad por una tormenta, afectando el comportamiento que presenta el río”.

Camino, Bó, Cionchi, López, Del Río & De Marco (2018) ratificaron que “este parámetro es adimensional y relaciona el perímetro de la cuenca con el perímetro de un círculo teórico de área equivalente al de la cuenca. Un índice de compacidad cercano al valor 1 indica que la forma de la cuenca se asemeja a un círculo; por lo tanto, la peligrosidad de la cuenca a las crecidas es mayor, porque existe una equidistancia relativa de los puntos de la divisoria con respecto a uno central. Cuando estos valores se acercan progresivamente hasta 1,75, las cuencas tienden a ser alargadas. Valores superiores indican cuencas irregulares y con menor peligrosidad a las crecidas”. (Ver tabla 1.1).

Tabla 1.1. Clasificación del Índice de Compacidad de Gravelius

Kc	Clasificación
1 a 1.25	Casi redonda a oval redonda
1.25 a 1.5	Oval redonda a oval oblonga
1.5 a 1.75	Oval oblonga a rectangular oblonga
>1.75	Rectangular

Camino et al. (2018)

e) Rectángulo equivalente

Villón (2002) mencionó que “es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que

tiene la misma área y perímetro (y por lo tanto el mismo índice de compacidad), igual distribución de alturas (y por lo tanto igual curva hipsométrica), e igual distribución de terreno”.

Para el cálculo de los lados l y L del rectángulo equivalente se tiene:

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right) \dots\dots\dots (1.3)$$

$$l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right) \dots\dots\dots (1.4)$$

Dónde:

L : Longitud del lado mayor del rectángulo (km).

l : Longitud del lado menor del rectángulo (km).

K : Índice de Gravelious (-).

A : Área de la cuenca (km²).

f) Perfil longitudinal del curso de agua

Villón (2002) definió que “es la representación gráfica de la proyección horizontal de la longitud de un cauce frente a su altura a partir de curvas de nivel”.

h) Pendiente del cauce

Breña & Jacobo (2006) mencionaron que “la pendiente del cauce principal de un río interviene en la velocidad de la escorrentía superficial, estableciendo así el tiempo necesario para que el agua de lluvia drene hacia los cauces de los ríos que conforman la red de drenaje. Se determina considerando la diferencia de altura entre el punto más alto del río y el punto más bajo dividido por la longitud del cauce más largo”.

Una de las fórmulas que especifica la pendiente de la cuenca es la expresión:

$$S = \frac{\Delta H}{L} \dots\dots\dots (1.5)$$

Dónde:

S : pendiente del cauce (m).

ΔH : Diferencia de cotas del río principal (m).

L : Longitud axial de la cuenca (m).

Otra manera de calcular la pendiente del cauce es “la fórmula de Taylor y Schwartz, que sugiere que un río consta de n secciones o tramos de igual longitud, cada una con una pendiente uniforme”.

$$S = \left[\frac{n}{\sqrt{\frac{1}{S_1}} + \sqrt{\frac{1}{S_2}} + \sqrt{\frac{1}{S_3}} + \dots + \sqrt{\frac{1}{S_n}}} \right]^2 \dots \dots \dots (1.6)$$

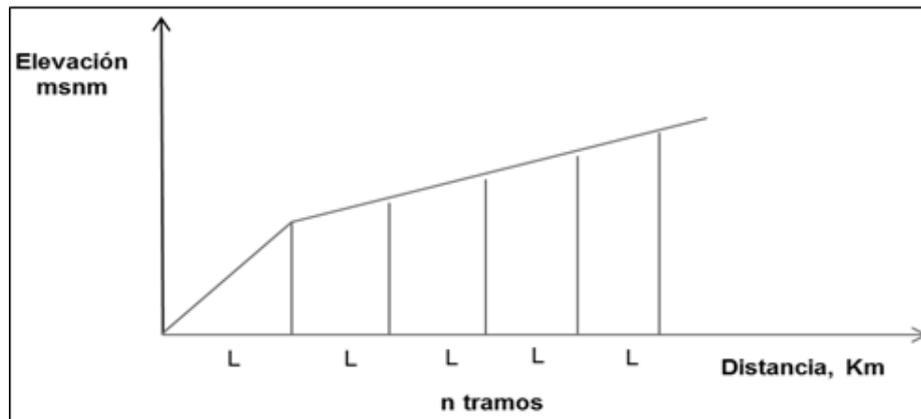


Figura 1.6. N tramos de la longitud de un río

Fuente: Villón (2002)

Dónde:

L : Longitud de cada tramo.

n : Número de tramos iguales, en los cuales se subdivide el perfil.

S_1, S_2, \dots, S_n : Pendiente de cada tramo, según $S = \frac{H}{L}$.

S : Pendiente del cauce.

i) Tiempo de concentración

Villón (2002), denominó que “el tiempo de concentración, el tiempo pasado, desde que cae una gota de agua, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de la misma (estación de medición)”.

MTC (2011) mencionó que “las fórmulas más frecuentes incluyen solo la pendiente y la longitud del cauce desde la divisoria, resultando en un rango amplio. Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en la tabla 1.2”.

Tabla 1.2. Fórmulas para el tiempo de concentración

Método y fecha	Fórmula para Tc (minutos)	Observaciones
Kirpich (1940)	$TC = 0.01947 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba más largo, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m.m⁻¹.</p>	Elaborada “a partir de investigación del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar tc por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas”.
California Culverts Practice (1942)	$TC = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Fundamentalmente es la ecuación de Kirpich; efectuada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Ecuación de retardo SCS (1973)	$TC = \frac{0.0136 * L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}}$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS. S = pendiente promedio de la cuenca, m.m⁻¹.</p>	Fórmula “elaborada por el SCS a partir de Información de cuencas de uso agrícola; ha sido adecuada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 ha; se ha encontrado que mayormente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se utilizan factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que tc= 1.67 x retardo de la cuenca”.

Fuente: MTC (2011)

j) Índice de pendiente

Villón (2002) definió que “el índice de pendiente es una ponderación que se establece entre las pendientes y la ruta recorrida por el río. Este valor se puede utilizar para

determinar el tipo de granulometría que se encuentra en el cauce. Además, en cierto sentido, expresa el relieve de la cuenca. Se consigue utilizando el rectángulo equivalente con la ecuación 1.7”.

$$I_p = \sum_{i=1}^n \sqrt{\beta_i(a_i - a_{i-1})} \frac{1}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (1.7)$$

Dónde:

- I_p : Índice de pendiente.
- n : Número de curvas de nivel existente en el rectángulo equivalente, incluido los extremos.
- $a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$: Cotas de las n curvas de nivel consideradas (km).
- β_i : Fracción de la superficie total de la cuenca comprendida entre las cotas
- $a_i - a_{i-1}$ y se obtiene de $\beta_i = \frac{A_i}{A_t}$
- L : Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente (km).

k) Densidad de corriente

Villón (2002) refirió que “es una relación entre el número de corrientes y el área drenada (frecuencia de los ríos)”, es decir:

$$D_c = \frac{N_c}{A} \dots \dots \dots (1.8)$$

Dónde:

- D_c : Densidad de corriente.
- N_c : Número de corrientes perennes e intermitentes.
- A : Área total de la cuenca (km²).

h) Densidad de drenaje

Villón (2002) expresó que “esta característica proporciona una información más real que la densidad de corriente, ya que se expresa como la longitud de las corrientes, por unidad de área”, es decir:

$$D_d = \frac{L}{A} \dots \dots \dots (1.9)$$

Dónde:

- D_d : Densidad de drenaje.
- L : Longitud total de las corrientes perennes o intermitentes (km).
- A : Área total de la cuenca (km²).

1.4. Precipitación

1.4.1. Definición

Villón (2002) mencionó que “la precipitación es toda forma de humedad que, originándose de las nubes, llega a la superficie terrestre, tanto en estado líquido (garúas y lluvia) como en estado sólido (granizo, nieve, escarcha). Desde el punto de vista hidrológico la precipitación es uno de los procesos más importantes del ciclo hidrológico y, junto con la evaporación, constituye la interacción de la atmósfera con las aguas superficiales”.

1.4.2. Formación de las precipitaciones

Chereque (1989) definió que “la precipitación ocurre cuando las masas de aire se elevan a alturas de enfriamiento que requieren tres condiciones: un estado de saturación, un cambio de fase de vapor de agua a líquido o sólido y el crecimiento de pequeñas gotas o cristales de hielo que permiten la caída”.

Las nubes “se forman bajo las dos primeras condiciones, pero la precipitación no necesariamente ocurre. Para que se constituyan gotitas de tamaño y peso suficientes, se requieren núcleos de condensación de polvo atmosférico o cristales de sal. A continuación de la nucleación, se crean pequeñas gotas de aproximadamente 0,02 mm de diámetro en las nubes, pero las gotas de lluvia tienen de 0,5 a 2 mm de diámetro. Esto sugiere que el volumen de las gotas de nubes está experimentando una crecida de volumen de un millón de veces”.

La precipitación se divide en tres grupos, dependiendo de qué factor es responsable del ascenso del aire, lo que favorece el enfriamiento necesario para que ocurran cantidades importantes de precipitación.

- **Precipitación de convección**

“Es el resultado del ascenso de la masa de aire más ligera y cálida, ya que es menos pesada que el aire de la atmósfera circundante. La diferencia de temperatura es el resultado de un calentamiento diferente en la superficie de la capa de aire. La precipitación convectiva es puntual y va acompañada de relámpagos y truenos. La precipitación es característica de las regiones tropicales, donde las mañanas son muy calurosas, el viento es tranquilo y predomina el movimiento vertical del aire”.

- **Precipitación ciclónica**

“Se crean cuando dos masas de aire a distintas temperaturas chocan, empujando las nubes más calientes hacia las partes más altas para crear condensación y precipitación. Esta precipitación está asociada con áreas de baja presión”.

- **Precipitación orográfica**

“Ocurre cuando el vapor de agua que se forma en la superficie del agua es empujado por el viento hacia una cordillera. En este caso, continúan subiendo las laderas de las montañas y subiendo a grandes alturas, hasta encontrar las situaciones para la condensación y generar precipitación”.

1.4.3. Medición de la precipitación

Villón (2002) señaló que “la precipitación se mide en relación con la altura de la superficie del agua y generalmente se manifiesta en milímetros. Esta medida indica la altura del agua que se alcanzaría si se formara sobre una superficie impermeable horizontal”.

Las mediciones de precipitación “se realizan con dispositivos de medición estandarizados por la OMM (Organización Meteorológica Mundial) y divididos en pluviómetros y fluviógrafos”.

1.4.3.1. Pluviómetro

Villón (2002) describió que “es un recipiente cilíndrico de lámina, de 20 cm de diámetro aproximadamente y 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor que se comunica con un cilindro medidor cuya sección transversal circular es 10 veces menor que la de la tapa, como se muestra en la Figura 1.7”.

Esto admite “medir la altura del agua en la muestra (hp) con una aproximación a una décima de milímetro, ya que cada centímetro medido en la muestra corresponde a un milímetro de lluvia, comúnmente se practica hacer lectura cada 24 horas”.

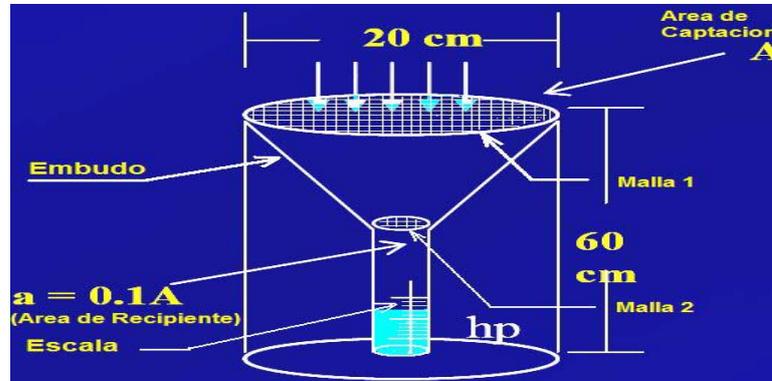


Figura 1.7. Pluviómetro Estándar (National Weather Service)

Fuente: Cahuana & Yugar (2009)

1.4.3.2. Pluviógrafo

Villón (2002) definió que “es un instrumento que rastrea la cantidad de precipitación en función del tiempo, lo que admite fijar la intensidad de la precipitación, lo cual es de gran importancia para el diseño de estructuras hidráulicas. Los pluviómetros más frecuentes son de forma cilíndrica y el embudo receptor está conectado a un sistema de flotación que hace que una aguja se mueva sobre un papel de registro. La altura fallida se registra continuamente en papel mediante un sistema de reloj, tan pronto como se alcanza la zona superior de la grabación, automáticamente vuelve al borde inferior y continúa la grabación. El gráfico se llama pluviograma”.

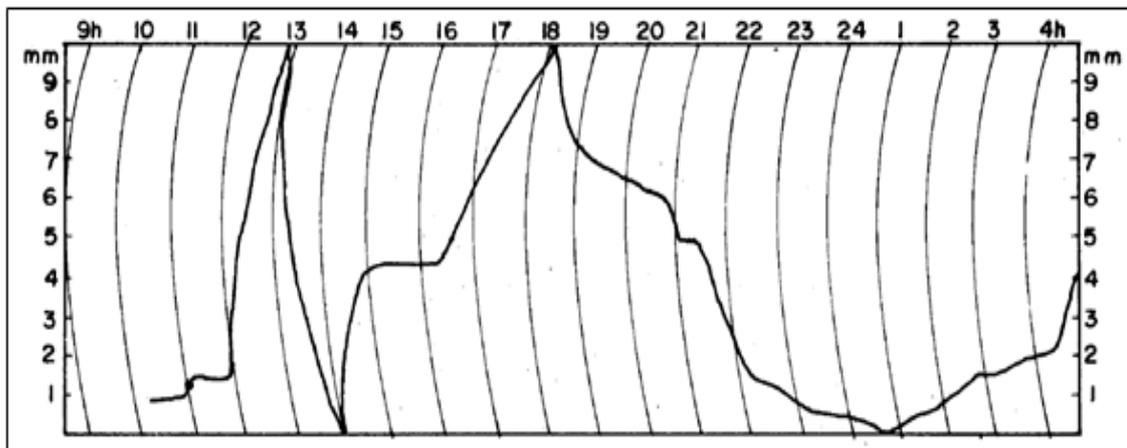


Figura 1.8. Pluviograma

Fuente: Chereque (1989)

1.4.4. Cálculo de la precipitación media sobre la cuenca

Villón (2002) describió que “para el trabajo de hidrología, se requieren datos de campo como el nivel de agua de precipitación en un área, que se obtienen mediante medidores de precipitación. Sin embargo, este instrumento mide la precipitación, que cae en un solo lugar y es diferente a las que ocurren en su vecindad”. Por tanto, existen tres métodos para estimar la precipitación media en una cuenca:

1.4.4.1. Método del promedio aritmético

Villón (2002) definió que “este método establecido para calcular la precipitación media sobre un área. Para ello, se utiliza un promedio aritmético de las alturas de agua de la precipitación registrada según las estaciones ubicadas en el área de influencia”.

$$P_{med} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i \dots \dots \dots (1.10)$$

Dónde:

P_{med} : Precipitación media de la cuenca de influencia.

P_i : Precipitación de la estación i .

n : Número de estaciones dentro de la cuenca.

1.4.4.2. Método del polígono de Thiessen

Villón (2002) señaló que “este método se utiliza cuando la distribución de las estaciones de precipitación en el área investigada no es uniforme. Primero, el área de influencia de cada estación debe definirse trazando líneas entre las estaciones vecinas. Estas líneas están divididas en dos por perpendiculares y se cree que el área total englobada dentro de los límites formados por la intersección de estas perpendiculares tuvo una cantidad de lluvia igual a la de la estación.

Ya con el área englobada por cada medidor de precipitación y su relación con el área total de la cuenca, determinamos la precipitación promedio para cada estación y la precipitación promedio se determina desde un promedio ponderado”.

$$P_{med} = \frac{1}{A_i} \sum_{i=1}^n P_i A_i \dots \dots \dots (1.11)$$

Dónde:

P_{med} : Precipitación media de la zona o cuenca de influencia.

A_T : Área total de la cuenca.

A_i : Área de influencia parcial del polígono de Thiessen correspondiente a la estación i .

P_i : Precipitación de la estación i .

n : Número de estaciones dentro de la cuenca.

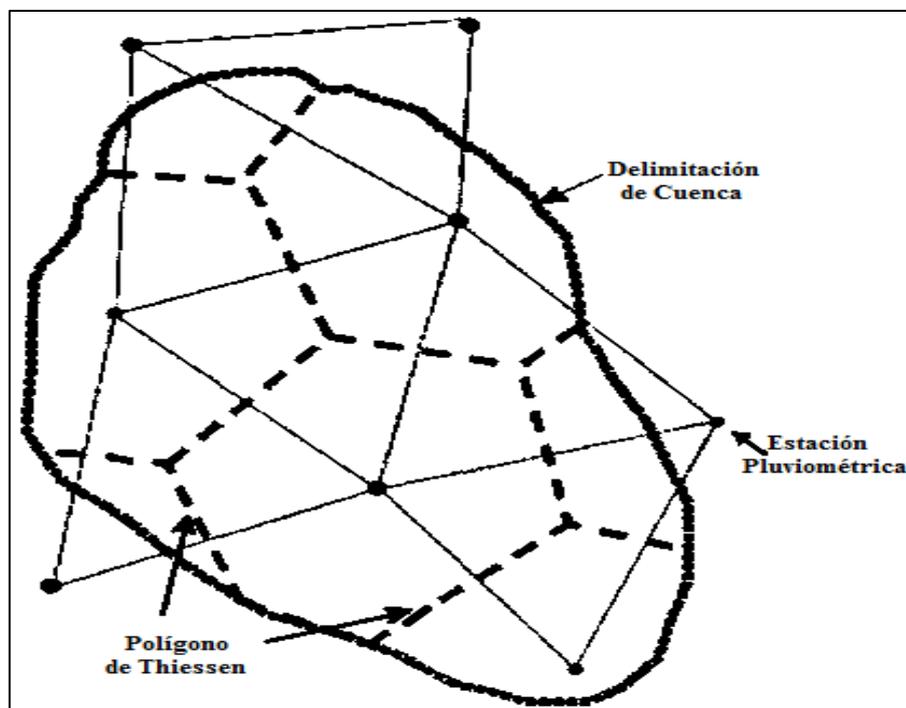


Figura 1.9. Método del Polígono de Thiessen

Fuente: Villón (2002)

1.4.4.3. Método de las isoyetas

Chereque (1989) indicó que “son curvas que conectan puntos con el mismo producto de precipitación de la interpolación entre estaciones de precipitación vecinas. Después de que se forma el plano de las isoyetas, el área entre las curvas se calcula y se multiplica por el promedio de las precipitaciones entre las isoyetas vecinas. La suma de todos los productos entre el área total del área de estudio es el resultado de la precipitación promedio”.

$$P_{med} = \frac{\frac{P_0 + P_1}{2} A_1 + \dots + \frac{P_{n-1} + P_n}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots \dots \dots (1.12)$$

Dónde:

P_{med} : Precipitación media de la zona o cuenca de influencia.

A_T : Área total de la cuenca.

P_i : Altura de precipitación de las isoyetas i .

A_i : Área parcial comprendida entre isoyetas P_{i-1} y P_i .

n : Número de áreas parciales.

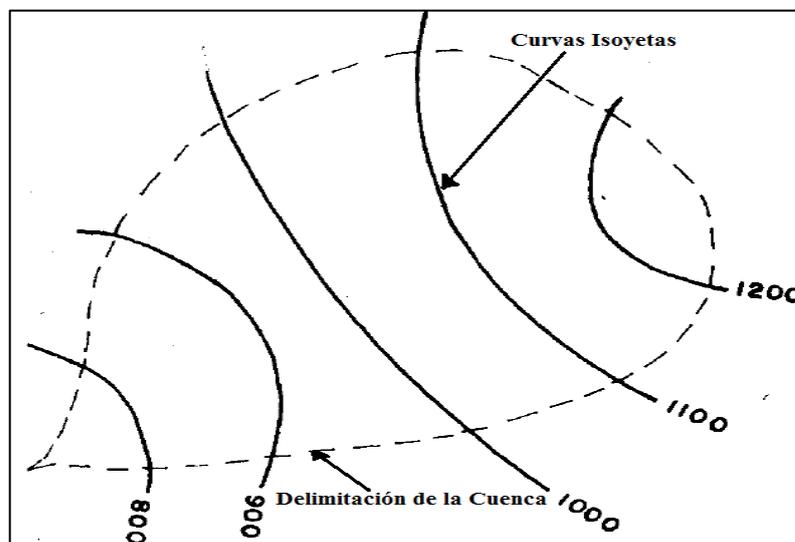


Figura 1.10. Método de las Isoyetas

Fuente: Villón (2002)

1.4.5. Verificación de hipótesis estadísticas básicas en las series históricas

Audagna (2014) expresó que “en este apartado, se exponen los cuatro controles que se efectúan sobre cada una de las series de precipitaciones máximas diarias, para asegurar que la muestra de la que partimos sea representativa, es decir, describa las características generales de la población a la que se dirige. pertenece y que la estadística inferencial se le puede aplicar”.

1.4.5.1. Detección de datos atípicos en la serie

Audagna (2014) detalló que “los valores atípicos se definen como registros que difieren significativamente del patrón observado en la muestra (asumiendo que están distribuidos normalmente)”.

La retención o eliminación de estos datos puede inquietar notoriamente la dimensión de los parámetros estadísticos, fundamentalmente en muestras pequeñas.

La sistemática para la identificación de datos atípicos se trata en analizar la serie histórica de datos correspondientes a la precipitación máxima anual de las distintas estaciones del ámbito provincial. A estas datos se les atribuyó el logaritmo natural que se utilizó para determinar el valor medio y la desviación estándar s_y . La siguiente ecuación de frecuencia se puede utilizar para identificar valores atípicos:

$$Y = y \pm K_n * s_y \dots \dots \dots (1.13)$$

Dónde “Y es el umbral de valor atípico superior o inferior, en unidades logarítmicas K_n , este es un valor que depende del tamaño de la muestra (ver tabla 1.3). Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que Y_s (límite superior), se consideran valores atípicos altos, y si los valores son menores que Y_i (límite inferior), se consideran valores atípicos bajos”.

Tabla 1.3. Valores K_n para la prueba de datos atípicos

Tamaño de muestra	K_n						
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Fuente: Audagna (2014)

1.4.5.2. Prueba de Independencia (Wald-Wolfowitz)

Audagna (2014) mencionó que “una de las condiciones para poder analizar estadísticamente las series de datos es que sean aleatorias. Se pretende que la

probabilidad de ocurrencia de cualquiera de ellos no dependa de la ocurrencia de los datos anteriores y que no afecte a los datos posteriores o futuros. En otras palabras, el análisis estadístico solicita que la muestra consista en datos que sean independientes de los demás”.

Una de estos ensayos estadísticos de independencia es la de las secuencias de una muestra de WaldWolfowitz. En él, las hipótesis a diferenciar son las siguientes:

H_0 : El proceso que forma el registro numérico es aleatorio.

H_1 : El proceso que forma el registro numérico no es aleatorio.

En este ensayo, cada valor observado se contrasta con la media de la muestra. A cada dato se le fija un término E o F (éxito o fracaso) dependiendo de si el valor es mayor o menor que la media muestral.

Para evaluar la aleatoriedad de la muestra, el número de secuencias presentes en los datos se considera como una estadística de prueba. Una secuencia se detalla como una serie de éxitos o fracasos consecutivos. Entonces, en la muestra completa se puede diferenciar:

R : Número de secuencias.

n_1 : Número de éxitos, o de valores superiores a la media.

n_2 : Número de fracasos, o de valores inferiores a la media.

n : Número de datos en la muestra.

La prueba manipula “la estadística Z para una prueba de dos colas. Si es mayor o igual que el valor crítico superior, o menor o igual que el valor crítico inferior, la hipótesis nula de aleatoriedad puede rechazarse en el nivel de significancia α . Sin embargo, si Z se localiza entre estos límites, se puede aceptar la hipótesis nula de aleatoriedad. El valor estadístico Z se establece de la siguiente manera”:

$$Z = \frac{R - \mu_r}{\sigma_r^2} \dots \dots \dots (1.14)$$

Dónde:

$$\mu_r = \frac{2 * n_1 * n_2}{n} + 1 \dots \dots \dots (1.15)$$

$$\sigma_r = \sqrt{\frac{(\mu_r - 1) * (\mu_r - 2)}{n - 1}} \dots \dots \dots (1.16)$$

El valor del estadístico Z se compara con el valor de la tabla de la distribución normal para un cierto nivel de significancia señalado.

1.4.5.3. Prueba de Estacionariedad (Kendall)

Audagna (2014) expresó que “la prueba de estacionalidad estadística de Kendall se utiliza para encontrar que no hay una tendencia temporal en la serie de datos. Para cada serie de datos ordenados cronológicamente, se calcula cuántos datos posteriores son más altos (S). Por lo tanto”:

$$S = \sum_{i=1}^{n-1} s(i) \dots \dots \dots (1.17)$$

Dónde $s(i)$ es el número de valores en la serie tal que $X_j > X_i$, dónde $i < j \leq n$. Por otro lado, se determina cuántos valores posteriores son menores (T). Los mismos se establecen de la siguiente manera:

$$T = \sum_{i=1}^{n-1} t(i) \dots \dots \dots (1.18)$$

Dónde $t(i)$ es el número de valores en la serie tal que $X_j < X_i$, dónde $i < j \leq n$. Con los valores de S y T calculados mediante las ecuaciones 1.17 y 1.18, se define el índice $I = S - T$, que debe ser cercano a cero si la hipótesis nula es cierta.

Por lo tanto, deben comprobarse las siguientes condiciones:

- $I < I_{cri}(\alpha)$, es decir, el I calculado sea menor que un valor de I crítico tabulado basado en el tamaño de la muestra y según diferentes niveles de significación.

- Para tamaños de muestra superiores a 10, el valor del estadístico se aproxima a una distribución normal. Por lo tanto, se debe utilizar una forma estandarizada del estadístico en donde se convierte el índice al índice K, definido como:

$$K = \frac{I - 1}{\left(\frac{N * (N - 1) * (2N + 5)}{18}\right)^{0.5}} \quad I > 0 \dots \dots \dots (1.19)$$

$$K = 0 \quad I = 0$$

$$K = \frac{I + 1}{\left(\frac{N * (N - 1) * (2N + 5)}{18}\right)^{0.5}} \quad I < 0 \dots \dots \dots (1.20)$$

Los valores de Kcri son obtenidos de una distribución Normal, los cuales son presentados en la tabla 1.4.

Tabla 1.4. Valores de Kcri para el test de Kendall

Nivel de significancia	0.01	0.05	0.10
Kcri	2.33	1.64	1.28

Fuente: Audagna (2014)

1.4.5.4. Prueba de Homogeneidad a Escala Anual (Wilcoxon)

Audagna (2014) manifestó que “la prueba de homogeneidad a escala anual de Wilcoxon permite verificar si la media de un primer subconjunto de la muestra difiere significativamente de la media de un segundo subconjunto de la muestra. Para realizar esta prueba, las observaciones de las dos muestras de tamaño N_1 y N_2 , deben sustituirse por sus rangos combinados. Los rangos se fijan de tal manera que el rango 1 se asigna a la más pequeña de las observaciones combinadas $N = N_1 + N_2$ y el rango 2 la siguiente más grande, de modo que el rango N queda asignado a la observación más grande. Si varias observaciones tienen el mismo valor, se asigna a cada una de estas el promedio de los rangos que, en otra circunstancia, se les habría asignado”.

La estadística de la prueba de Wilcoxon T_1 , “es simplemente la suma de los rangos asignados a las n_1 observaciones de la muestra más pequeña. Para cualquier valor entero n, la suma de los n primeros enteros consecutivos pueden calcularse fácilmente

como $N(N + 1)/2$. La estadística de prueba T_1 , más la suma de los rangos asignados a los N_2 elementos de la segunda muestra, T_2 , por consiguiente, debe ser igual a este valor, es decir”:

$$T_1 + T_2 = \frac{N(N + 1)}{2} \dots\dots\dots (1.21)$$

Entonces, esta ecuación se puede usar para verificar el proceso de clasificación.

El ensayo de la hipótesis nula puede ser bilateral o unilateral, dependiendo de si está probando si las dos medias poblacionales son claramente diferentes o si una es mayor que la otra.

La estadística de prueba, T_1 , tiene una distribución aproximadamente normal. La siguiente fórmula de aproximación de muestra grande se puede utilizar para probar la hipótesis nula:

$$|Z| = \frac{T_1 - \mu_{T_1}}{\sigma_{T_1}} \dots\dots\dots (1.22)$$

El resultado medio de la estadística de prueba T_1 , puede obtenerse con:

$$\mu_{T_1} = \frac{n_1(n + 1)}{2} \dots\dots\dots (1.23)$$

y la desviación estándar de la estadística de prueba T_1 , se puede obtener con:

$$\sigma_{T_1} = \sqrt{\frac{n_1 * n_2(n + 1)}{12}} \dots\dots\dots (1.24)$$

Apoyándose en α , el nivel de significación escogido, la hipótesis nula puede ser rechazada si el valor Z obtenido cae en la región de rechazo apropiada.

1.4.6. Funciones de distribución de probabilidades

García (2013) detalló que “hay muchas funciones de distribución de probabilidad teóricas, las funciones de distribución de probabilidad teórica más comúnmente utilizadas en hidrología son las siguientes”.

1.4.6.1. Distribución valor extremo generalizado (Gen Extreme Value –GEV)

García (2013) definió que “la distribución generalizada de valores extremos (GEV o Gen Extreme Value) es una familia continua de distribuciones de probabilidad desarrollada en la teoría del valor extremo para combinar las distribuciones de Gumbel, Fréchet y Weibull, también señaladas como tipo I, II y III de la distribución de valor extremo”.

En algunos campos de atención generalizada de la distribución del valor extremo es destacado como la distribución de Fisher-Tippett.

Su función de densidad se ajusta a la fórmula:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma} e^{-(1+k*z)^{-\frac{1}{k}}} * (1 + k * z)^{-1-\frac{1}{k}} \quad \text{si } k \neq 0 \dots \dots \dots (1.25)$$

$$f(x) = \frac{1}{\sigma} e^{-z*e^{-z}} \quad \text{si } k = 0 \dots \dots \dots (1.26)$$

Y su función de distribución acumulada:

$$F(x) = e^{-(1+k*z)^{-\frac{1}{k}}} \quad \text{si } k \neq 0 \dots \dots \dots (1.27)$$

$$F(x) = e^{-e^{-z}} \quad \text{si } k = 0 \dots \dots \dots (1.28)$$

Dónde:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \dots \dots \dots (1.29)$$

k : Parámetro de forma.

μ : Parámetro de posición.

σ : Parámetro de escala.

1.4.6.2. Distribución Normal

MTC (2011) mencionó que “la función de densidad de probabilidad normal se define como”:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \dots\dots\dots (1.30)$$

Dónde:

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

X : Variable independiente.

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

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

1.4.6.3. Distribución Log Normal 2 parámetros

MTC (2011) definió “la función de distribución de probabilidad es”:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(-\frac{(x-\bar{X})^2}{2S^2}\right)} dx \dots\dots\dots (1.31)$$

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

Si “la variable x de la ecuación (1.31) se reemplaza por una función y=f(x), tal que y=log(x), la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log - normal, N(Y, Sy). Los valores originales de la variable aleatoria x, deben ser transformados a y = log x, de tal manera que”:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \dots\dots\dots (1.32)$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots (1.33)$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$C_s = \frac{a}{s^3 y} \dots\dots\dots (1.34)$$

$$S_y = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \dots \dots \dots (1.35)$$

Donde C_s es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (Monsalve, 1999).

1.4.6.4. Distribución Log Normal 3 parámetros

MTC (2011) describió que “la función de densidad de x es”:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{S_y}\right)^2} \dots \dots \dots (1.36)$$

Para $x > x_0$

Dónde:

x_0 : Parámetro de posición

μ_y : Parámetro de escala o media

S_y^2 : Parámetro de forma o varianza

1.4.6.5. Distribución Gamma 2 parámetros

MTC (2011) señaló que “la función de densidad es”:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots \dots \dots (1.37)$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Dónde:

γ : Parámetro de forma

β : Parámetro de escala

1.4.6.6. Distribución Gamma 3 parámetros

MTC (2011) señaló que “la función de densidad es”:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \dots \dots \dots (1.38)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

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

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Dónde:

x_0 : Origen de la variable x, parámetro de posición

γ : Parámetro de forma

β : Parámetro de escala

1.4.6.7. Distribución Log Pearson tipo III

MTC (2011) señaló que “la función de densidad es”:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \dots \dots \dots (1.39)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

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

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Dónde:

x_0 : Parámetro de posición

γ : Parámetro de forma

β : Parámetro de escala

1.4.6.8. Distribución Gumbel

MTC (2011) definió que “la distribución de valores de Tipo I, conocida como distribución de Gumbel o doble exponencial, tiene la siguiente expresión como función de distribución de probabilidad”:

$$F_{(x)} = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots \dots \dots (1.40)$$

Se obtienen las siguientes relaciones con el método del momento:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \dots \dots \dots (1.41)$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \dots \dots \dots (1.42)$$

Dónde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x \dots \dots \dots (1.43)$$

Dónde:

x: Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} : Media de la serie.

k: Factor de frecuencia

1.4.6.9. Distribución Log Gumbel

MTC (2011) expresó que “el log Gumbel de variable aleatoria reducida se define como”:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \dots \dots \dots (1.44)$$

Entonces, la función de distribución acumulada reducida log gumbel es:

$$G_{(y)} = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (1.45)$$

1.4.7. Pruebas de bondad de ajuste

Cahuana & Yugar (2009) mencionaron que “las pruebas de bondad de ajuste consisten en verificar gráfica y estadísticamente si la frecuencia empírica de la serie analizada se adapta a una determinada función de probabilidad teórica seleccionada a priori, basándose los parámetros estimados en los valores muestrales”.

Las pruebas estadísticas están destinadas a examinar el supuesto de que una variable aleatoria se reparte de acuerdo con una determinada función de probabilidad.

En seguida, se describen las pruebas de bondad estadística más comunes empleadas en hidrología:

1.4.7.1. Test de kolmogorov - smirnov

Cahuana & Yugar (2009) señalaron que “este método radica en verificar las diferencias entre la probabilidad empírica de datos muestrales y la probabilidad teórica, tomando el máximo del valor absoluto de la diferencia entre el valor observado y el valor de la línea teórica del modelo”, es decir:

$$D = \max|F(x) - P(x)| \dots \dots \dots (1.46)$$

Dónde

D : Estadístico de Smirnov - Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$: Probabilidad de la distribución teórica.

$P(x)$: Probabilidad experimental o empírica de los datos.

Si D_0 es un valor crítico para un nivel de significación α , se tiene que:

$$P[\max|F(x) - P(x)| \geq 0] = \alpha \quad \text{o} \quad P D \geq D_0 = \alpha$$

También:

$$P D < D_0 = 1 - \alpha$$

La manera para desarrollar el ajuste, por el estadístico de Smirnov - Kolmogorov, es el siguiente:

1. Generar la probabilidad empírica o experimental P_x de los datos, para esto se puede utilizar las fórmulas de la tabla fórmulas de probabilidades empíricas, de estos el más recomendado es la fórmula de Weibull, que se indica a continuación:

$$P_x = \frac{m}{N + 1} \dots \dots \dots (1.47)$$

Dónde

P_x : Probabilidad empírica o experimental.

m : Número de orden.

N : Número de datos.

2. Calcular la probabilidad teórica $F(x)$, utilizando la ecuación de la función acumulada $F(x)$ de los modelos teóricos o tablas elaboradas para tal fin.
3. Calcular las diferencias $F(x)-P(x)$.
4. Seleccionar la máxima diferencia: $D = \max|F(x) - P(x)|$.
5. Generar “el valor crítico del estadístico D , es decir D_0 , para un nivel de significancia α 0.05 y N igual al número de datos, los valores de D_0 se muestran en la tabla nivel de significancia para la prueba de Smirnov – kolmogorov”.
6. Verificar “el valor del estadístico D , con el valor crítico D_0 de la tabla Nivel de significancia para la prueba de Smirnov - kolmogorov, con los siguientes criterios de decisión”:

Si: $D < D_0 \Rightarrow$ El ajuste es bueno, al nivel de significación escogido.

$D \geq D_0 \Rightarrow$ El ajuste no es bueno, al nivel de significación escogido, siendo necesario confirmar con otra distribución.

Esta prueba de bondad de ajuste “no requiere un conocimiento a priori de la función de distribución teórica, es aplicable a distribuciones de datos no agrupadas y a cualquier distribución teórica”.

Cuando s’e compara con la prueba de chi - cuadrado, no requiere que la frecuencia absoluta de cada clase sea igual o mayor que 5, esta no es una prueba exacta, sino una prueba aproximada”.

Tabla 1.5. Fórmulas de probabilidades empíricas

Fórmula Empírica	Probabilidad Acumulada Experimental "P"
California	$\frac{m}{N}$
Hazen	$\frac{m - 0.5}{N}$
Weibull	$\frac{m}{N + 1}$
Chegadayevev	$\frac{m - 0.3}{N - 0.4}$
Blom	$\frac{m - 3/8}{N + 1/4}$
Tukey	$\frac{3m - 1}{3N + 1}$
Gringortem	$\frac{m - a}{N + 1 - 2a}$

Fuente: Cahuana & Yugar (2009)

Tabla 1.6. Nivel de significancia para la prueba de Smirnov - kolmogorov

Tamaño Muestral N	Nivel de Significancia				
	0.2	0.15	0.1	0.05	0.01
1	0.900	0.925	0.950	0.975	0.995
2	0.684	0.726	0.776	0.842	0.929
3	0.565	0.597	0.642	0.708	0.828
4	0.494	0.525	0.564	0.624	0.733
5	0.446	0.474	0.510	0.565	0.669
6	0.410	0.436	0.470	0.521	0.618
7	0.381	0.405	0.438	0.486	0.577
8	0.358	0.381	0.411	0.457	0.543
9	0.339	0.360	0.388	0.432	0.514
10	0.322	0.342	0.368	0.410	0.490
11	0.307	0.326	0.352	0.391	0.468
12	0.295	0.313	0.338	0.375	0.450
13	0.284	0.302	0.325	0.361	0.433
14	0.274	0.292	0.314	0.349	0.418
15	0.266	0.283	0.304	0.338	0.404
16	0.258	0.274	0.295	0.328	0.392
17	0.250	0.266	0.286	0.318	0.381
18	0.244	0.259	0.278	0.309	0.371
19	0.237	0.252	0.272	0.301	0.363
20	0.231	0.246	0.264	0.294	0.356
25	0.210	0.220	0.240	0.270	0.320
30	0.190	0.200	0.220	0.240	0.290
35	0.180	0.190	0.210	0.230	0.270
>35	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.14}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

Fuente: Cahuana & Yugar (2009)

1.4.7.2. Test de anderson - darling

García (2013) expresó que “la prueba de Anderson-Darling se utiliza para verificar que una muestra de datos proviene de una población con una distribución particular. Es una modificación de la prueba de Kolmogorov - Smirnov (KS) y les da a las colas más peso que la prueba de KS. La prueba KS es de distribución libre en el sentido de que los valores críticos no dependen de la distribución específica probada. La prueba de Anderson-Darling utiliza la distribución específica al calcular los valores críticos. Esto tiene la ventaja de que es una prueba más sensible y la desventaja de que los valores críticos deben calcularse para cada distribución.

La prueba de Anderson-Darling es una alternativa a las pruebas de bondad de ajuste de chi - cuadrado y Kolmogorov – Smirnov”.

La prueba de Anderson-Darling se detalla de la siguiente manera:

H_0 : Los datos siguen una distribución especificada

H_1 : Los datos no siguen la distribución especificada

Estadístico de prueba: La estadística de prueba de Anderson-Darling se detalla de la siguiente manera:

$$A^2 = -N - S \dots \dots \dots (1.48)$$

$$S = \sum_{i=1}^N \frac{(2i - 1)}{N} * \ln(F(x)_i + \ln(1 - F(x)_{N+1-i})) \dots \dots \dots (1.49)$$

1.4.7.3. Test de chi - cuadrado

García (2013) argumentó que “la prueba de chi - cuadrado se usa para verificar si una muestra de datos proviene de una población con una distribución particular”.

Una peculiaridad interesante de la bondad de Chi-cuadrado es que “se puede emplear a cualquier distribución univariante para la cual se puede obtener la función de distribución acumulada. La prueba de bondad de chi - cuadrado se utiliza a los datos descartados. Sin embargo, el valor de la estadística de Chi-cuadrado depende de cómo se ordenen los datos. Otra desventaja de la prueba de chi - cuadrado es que requiere un tamaño de muestra suficiente para que la aproximación de chi - cuadrado sea válida”.

La prueba de Chi-cuadrado se detalla para las hipótesis:

H_0 : Los datos siguen una distribución especificada

H_1 : Los datos no siguen la distribución especificada

$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(F_n(x)_i - F(x)_i)^2}{F(x)_i} \dots \dots \dots (1.50)$$

Dónde:

$F_n(x)_i$: Frecuencia observada

$F(x)_i$: Frecuencia teórica

Cuanto mayor sea el valor de X^2 , menos verosímil es que la hipótesis sea cierta.

De la misma forma, cuanto más se acerca a cero el valor de Chi-cuadrado, más ajustadas están ambas distribuciones.

P-valor:

Los cálculos de P alta aceptan o no permiten que se rechace la hipótesis nula. Los valores de P calculados bajos rechazan H_0 . La hipótesis nula se rechaza si el valor P es menor o igual al nivel de significancia asumido.

1.4.8. Selección del periodo de retorno

MTC (2011) mencionó que “el tiempo medio en años en el que se alcanza o supera el valor del caudal pico de una determinada crecida cada T años se denomina período de retorno T. Suponiendo que los eventos anuales son independientes, la probabilidad de falla se puede calcular para una vida útil de n años”.

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

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots \dots \dots (1.51)$$

Si “la obra tiene una vida útil de n años, entonces la fórmula anterior permite deducir el período de retorno T, estableciendo el riesgo de falla permisible R, que es la probabilidad de ocurrencia del pico de la crecida en estudio durante la vida útil de la obra”. (Vea la figura 1.11).

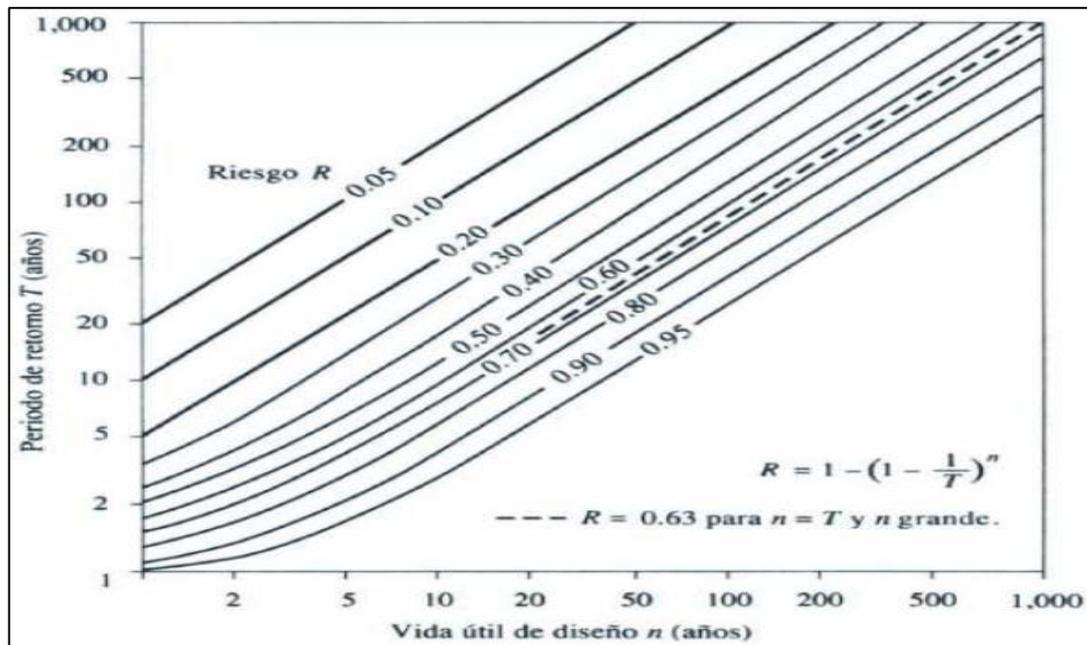


Figura 1.11. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil
Fuente: MTC (2011)

En la tabla 1.7 se muestra el valor T para diferentes riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

Tabla 1.7. Valores de Período de Retorno T (Años)

Riesgo admisible R	Vida útil de las obras (n años)										
	1	2	3	5	10	20	25	40	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	3980	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	1980	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	780	975	1950	3900
0.1	10	19	29	48	95	190	238	380	475	950	1899
0.2	5	9	14	23	45	90	113	180	225	449	897
0.22	5	9	13	21	41	81	101	161	202	403	805
0.25	4	7	11	18	35	70	87	140	174	348	696
0.5	2	3	5	8	15	29	37	58	73	145	289
0.75	1.3	2.0	2.7	4.1	7.7	15	19	29	37	73	145

Fuente: MTC (2011)

De acuerdo con los valores mostrados en la tabla 1.7, se sugiere utilizar los siguientes valores de riesgo máximo permisible para trabajos de drenaje:

Tabla 1.8. Valores recomendados para el riesgo permisible para trabajos de drenaje

Tipo de obra	Riesgo admisible(**)
Puentes (*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

Fuente: MTC (2011)

(*)

- Para conseguir un nivel máximo de luz y agua extraordinaria.
- Se aconseja un período de retorno T de 500 años para la determinación de socavación.

(**)

- Vida útil estimada n = 25 años.
- Se tendrá en cuenta la importancia y vida útil de la obra a diseñar.
- El propietario de una obra es la persona que determina el riesgo permisible de falla y la vida útil de la obra.

1.4.9. Estudio de tormentas

1.4.9.1. Definición e importancia

Villón (2002) definió que “las tormentas son las lluvias que acatan al mismo cambio meteorológico y con propiedades bien definidas. En consecuencia, la duración de una tormenta puede variar desde unos pocos minutos hasta varias horas y días. Pueden cubrir áreas de tierra muy diferentes, desde un área pequeña hasta una región grande. El objetivo del análisis de tormentas se relaciona con los cálculos o estudios previos a la planificación de estructuras de ingeniería civil”.

1.4.9.2. Elementos básicos para el análisis de tormentas

Villón (2002) mencionó que en la determinación de una tormenta hay que tener en cuenta los siguientes elementos:

- **Intensidad**

Villón (2002) mencionó que “es el nombre que se le da a la cantidad de agua precipitada en un cierto período de tiempo. Lo que es específicamente interesante de cada tormenta es la intensidad máxima que ha ocurrido, es decir, la altura máxima de caída por unidad de tiempo”. Por lo tanto, la intensidad se expresa de la siguiente manera:

$$i_{max} = \frac{P}{t} \dots \dots \dots (1.52)$$

Dónde:

- i máx. : Intensidad máxima (mm.h⁻¹).
- P : Precipitación en altura de agua (mm).
- t : Tiempo (h).

- **Duración**

Villón (2002) definió que “es el tiempo que pasa entre el inicio y el final de la tormenta, medido en minutos u horas. Es importante para determinar las intensidades máximas. La intensidad y la duración se toman de un pluviograma o una cinta pluviográfica”.

- **Frecuencia**

Villón (2002) indicó que “es la frecuencia con la que se repite una tormenta, con las características de intensidad y duración definidas en un período de tiempo más o menos largo, que suele medirse en años”.

- **Periodo de Retorno**

Villón (2002) señaló que “es el intervalo de tiempo promedio dentro del cual un evento de tamaño x podría alcanzarse o superarse en promedio al menos una vez. Se calcula utilizando el recíproco de la frecuencia”, es decir.

$$T = \frac{1}{f} \dots \dots \dots (1.53)$$

1.4.9.3. Curvas intensidad – duración - frecuencia (I-D-F)

MTC (2011) señaló que “la intensidad es la tasa de precipitación en el tiempo, es decir, la profundidad por unidad de tiempo ($\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$). Esta puede ser la intensidad instantánea o la intensidad media durante la duración de la lluvia. Por lo general, se utiliza la intensidad media, que se puede expresar de la siguiente manera”:

$$i = \frac{P}{Td} \dots \dots \dots (1.54)$$

Dónde:

i : Intensidad.

P : Profundidad de lluvia en mm.

Td : Duración de la lluvia, expresada comúnmente en h.

Para establecer “estas curvas IDF es necesario contar con registros pluviográficos de la precipitación en el punto de interés y seleccionar la precipitación más fuerte de distintas duraciones en cada año para poder efectuar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y, de estos hietogramas, seleccionar la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, las dos horas más lluviosas, las tres horas, etc. Con los valores seleccionados, se forman series anuales para cada uno de los tiempos de ejecución seleccionados. Estas series anuales se forman seleccionando el valor más alto observado para cada duración en cada año récord para obtener un valor para cada año y duración”.

Cada serie está sujeta a un análisis de frecuencia que asigna modelos de probabilidad. De esta manera, se obtiene una asignación de probabilidad para la intensidad de precipitación correspondiente a cada duración en una única gráfica de intensidad versus duración, utilizando el período de retorno como parámetro, como se muestra en la figura 1.12.

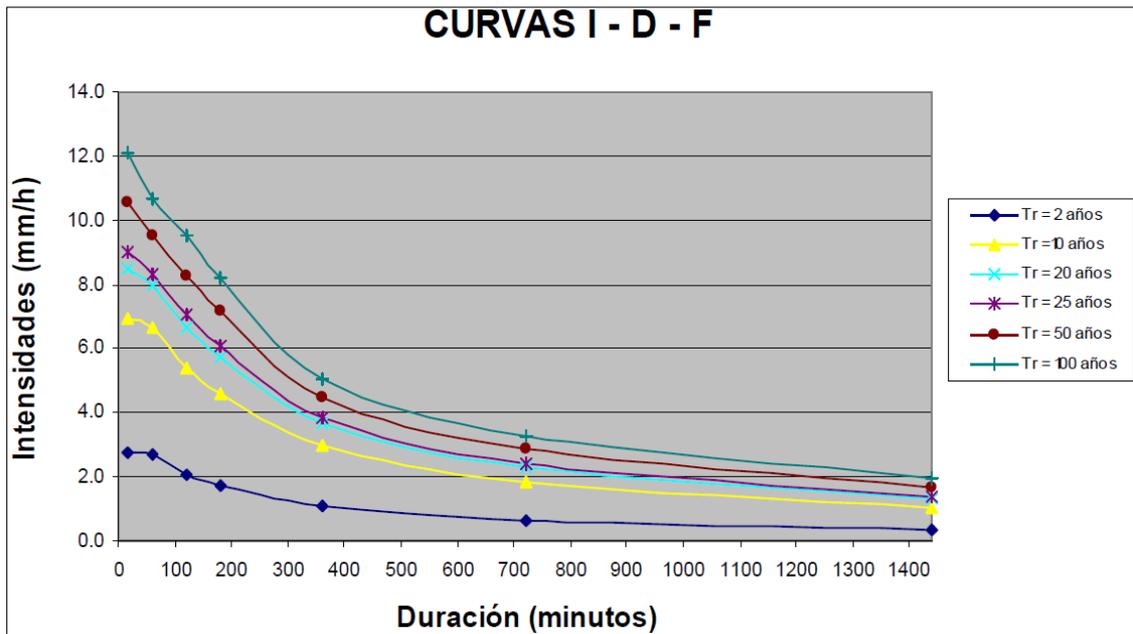


Figura 1.12. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para lluvia máxima
Fuente: MTC (2011)

Las Curvas IDF “tienen la posibilidad de manifestarse como ecuaciones con el propósito de eludir la lectura de la magnitud de lluvia de diseño en una gráfica. Un modelo general se expresa de la siguiente manera:”

$$I = \frac{a}{(D + b)^m} \dots \dots \dots (1.55)$$

Donde I “es la intensidad de precipitación de diseño, D es la duración y a, b y m son coeficientes que varían según el lugar de estudio y el período de retorno. Para determinarlo, también es necesario linealizar la ecuación de antemano y luego encontrar los parámetros a, b y m mediante una regresión lineal”.

La duración de la precipitación de diseño “es igual al tiempo de concentración (tc) para el área de drenaje considerada, ya que la escorrentía alcanza su pico en el momento de concentración cuando toda el área contribuye a la escorrentía en la salida”.

Si no hay registros de precipitación en el área de investigación a partir de los cuales se puedan determinar las intensidades máximas, estas se pueden calcular utilizando el método Dyck-Peschke, que relaciona la duración de la tormenta con la cantidad máxima de precipitación en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \dots \dots \dots (1.56)$$

Dónde:

P_d : Precipitación total (mm).

d : Duración (min).

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

La intensidad se obtiene fraccionando la precipitación P_d entre la duración y las curvas Intensidad - Duración – Frecuencia se calculan a partir de la siguiente expresión:

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \dots \dots \dots (1.57)$$

Dónde:

I : Intensidad máxima ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$).

K, m, n : Factores característicos de la zona de estudio.

T : Período de retorno en años.

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

1.4.9.4. Hietograma de diseño

MTC (2011) mencionó que “los métodos hidrológicos más modernos demandan no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas y una de las formas de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el método del bloque alterno”.

1.4.9.5. Método del bloque alterno

MTC (2011) indicó que “el método del bloque alterno es una manera simple para elaborar un hietograma de diseño empleando una curva de intensidad-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$. Después de seleccionar el periodo de

retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, ... y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño”.

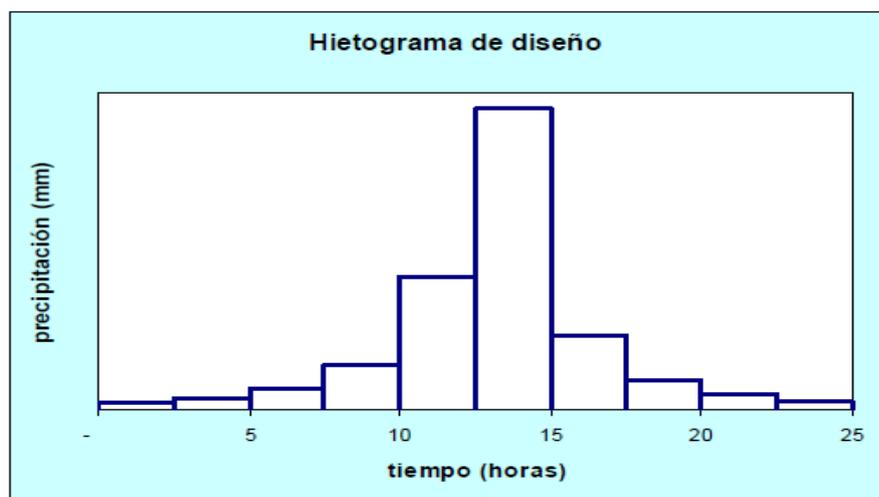


Figura 1.13. Curva masa acumulada de precipitación

Fuente: MTC (2011)

1.5. Caudales máximos

Villón (2002) mencionó que “los caudales máximos son utilizados para diseñar obras hidráulicas, tales como las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, alcantarillas, vertederos de demasías, luz en puentes entre otros. La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta”.

1.5.1. Método directo

Villón (2002) definió que “es un método hidráulico conocido como sección y pendiente, en el que el caudal máximo después de pasar una avenida en base a datos específicos obtenidos en el campo, como secciones transversales de una sección de río, pendiente

de la superficie de agua libre con huellas de la máximas avenidas y coeficiente de rugosidad de manning n”.

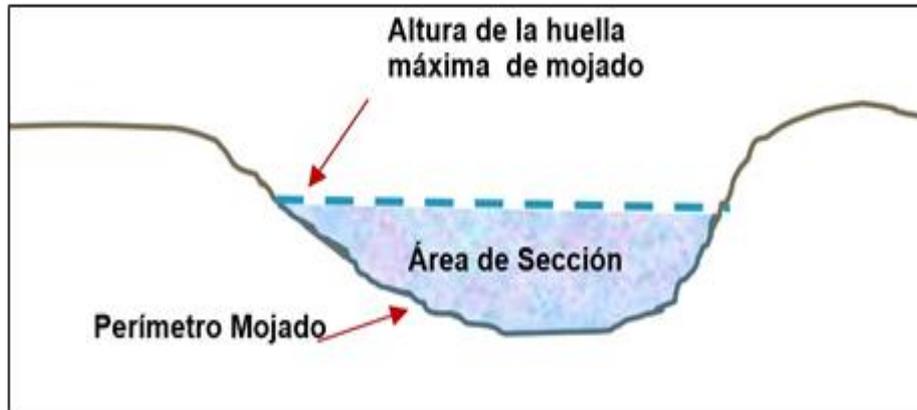


Figura 1.14. Partes de una sección

Según la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} A^{1/2} \dots \dots \dots (1.58)$$

De la ecuación de continuidad se tiene que:

$$Q = V \times A \dots \dots \dots (1.59)$$

Juntando las ecuaciones 1.58 y 1.59 se puede escribir:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} A^{1/2}$$

Dónde:

- Q : Caudal Máximo (m³.s⁻¹).
- n : Coeficiente de rugosidad.
- A : Área hidráulica promedio (m²).
- R : Radio hidráulico promedio (m).
- S : Pendiente (m.m⁻¹).

1.5.2. Métodos empíricos

Villón (2002) mencionó que “hay una extensa variedad de procedimientos empíricos que generalmente se derivan del procedimiento racional. Sugiere que los procedimientos empíricos poseen enormes errores, debido a que el transcurso de escurrimiento es bastante complejo como para resumirlo en una fórmula de tipo directo,

en la que solo intervienen la zona de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento. Entre algunos de estos métodos hallamos: Método racional y el Método Mac Math”.

1.5.2.1. Método racional

Villón (2002) definió que “este método se puede utilizar para cuencas pequeñas que no superen los 13 km²”.

MOPU (1987) expresó “que su primer error es tomar constante el coeficiente de escorrentía C de cada cuenca, ya que en realidad debe aumentar con el período de retorno”.

$$Q = \frac{CIA}{3.6} \dots \dots \dots (1.60)$$

Dónde:

- Q : Descarga máxima de diseño (m³.s⁻¹).
- C : Coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tiempo de suelo, sin dimensiones.
- I : Intensidad de precipitación máxima horaria, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado (mm.h⁻¹).
- A : Área de la cuenca (km²).

• Coeficiente de escorrentía

Chow, Maidment & Mays (1994) definieron que “es la variable menos exacta del método racional. Su uso en la fórmula involucra una interacción fija entre la escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje”.

El coeficiente de C de la fórmula racional se puede determinar con la ayuda de los valores dados en las tablas 1.9 y 1.10.

Tabla 1.9. Valores para la determinación del coeficiente de escorrentía

Condición	Valores			
1. Relieve del terreno	K1=40	K1=30	K1=20	K1=10
	Muy accidentado pendiente superior al 30%	Accidentado pendiente entre 10% y 30%	Ondulado pendiente entre 5% y 10%	Llano pendiente inferior al 5%
2. Permeabilidad del suelo	K2=20	K2=15	K2=10	K2=5
	Muy impermeable Roca sana	Bastante impermeable Arcilla	Permeable	Muy permeable
3. Vegetación	K3=20	K3=15	K3=10	K3=5
	Sin vegetación	Poca Menos del 10% de la superficie	Bastante Hasta el 50% de la superficie	Mucha Hasta el 90% de la superficie
4. Capacidad de Retención	K4=20	K4=15	K4=10	K4=5
	Ninguna	Poca	Bastante	Mucha

Fuente: MTC & DGCF (2005)

Tabla 1.10. Coeficiente de escorrentía

$K = K1 + K2 + K3 + K4$	C
100	0.80
75	0.65
50	0.50
30	0.35
25	0.20

Fuente: MTC & DGCF (2005)

Para determinar el coeficiente de escorrentía, los valores de la tabla 1.11 también pueden usarse como referencia.

Tabla 1.11. Coeficiente de escorrentía, según tipo de superficie

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía
Pavimento Asfáltico y Concreto	0.70 - 0.95
Adoquines	0.50 - 0.70
Superficie de Grava	0.15 - 0.30
Bosques	0.10 - 0.20
Zonas de vegetación densa	
• Terrenos granulares	0.10 - 0.50
• Terrenos arcillosos	0.30 - 0.75
Tierra sin vegetación	0.20 - 0.80
Zonas cultivadas	0.20 - 0.40

Fuente: MTC & DGCF (2005)

1.5.2.2. Método de Mac Math

Villón (2002) planteó que la fórmula de Mac Math, para el sistema métrico, es la siguiente:

$$Q = 0.0091 * CIA^{4/5} S^{1/5} \dots \dots \dots (1.61)$$

Dónde:

- Q : Caudal Máximo con un periodo de retorno de T años, en (m³.s⁻¹).
- C : Factor de escorrentía de Mac Math, representa las características de la cuenca.
- I : Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración tc, y un periodo de retorno de T años, (mm.h⁻¹).
- A : Área de la cuenca (ha).
- S : Pendiente promedio del cauce principal, en %.

Sobre el factor C, corresponde a tres componentes:

$$C = C_1 + C_2 + C_3 \dots \dots \dots (1.62)$$

Dónde:

- C1 : Variable en función de la cobertura vegetal.
- C2 : Variable en función de la textura del suelo.
- C3 : Variable en función de la topografía del terreno.

Tabla 1.12. Factor de escorrentía de Mac Math

Vegetación		Suelo		Topografía	
Cobertura (%)	C1	Textura	C2	Pendiente (%)	C3
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0 - 0.2	0.04
80 - 100	0.12	Ligera	0.12	0.2 - 0.5	0.06
50 - 80	0.16	Media	0.16	0.5 - 2.0	0.06
20 - 50	0.22	Fina	0.22	2.0 - 5.0	0.10
0 - 20	0.30	Rocosa	0.30	5.0 - 10.0	0.15

Fuente: Villón (2002)

1.5.3. Método curva número

Villón (2002) describió que “el procedimiento nació de la información del fenómeno hidrológico en diversos tipos de suelo en diversos estados y para diversas condiciones

de humedad precedente, representándose en gráficos, la profundidad de precipitación (P) y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa (Pe). Dónde curva número CN igual a 100, indica que toda la lluvia escurre, y un CN igual a 1, indica que toda la lluvia se infiltra por lo cual los números de curvas, representan de forma indirecta coeficientes de escorrentía”.

Este procedimiento “es usado para calcular la escorrentía total desde datos de precipitación y otras características de las cuencas de drenaje. Los valores de CN se han elaborado usando datos de un enorme conjunto de cuencas experimentales, y se fundamenta en la siguiente expresión”.

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P_e} \dots \dots \dots (1.63)$$

Dónde

- F : Infiltración real acumulada (L).
- S : Infiltración potencial máxima (L).
- Q : Escorrentía total acumulada (L).
- Pe : Escorrentía potencial o exceso de precipitación (L).

La ecuación 1.63 se considera válida desde el inicio de la escorrentía, donde Pe se define como:

$$P_e = P - I_a \dots \dots \dots (1.64)$$

Mientras que F es definida como:

$$F = P_e - Q \dots \dots \dots (1.65)$$

El término Ia (sustracciones iniciales) se define como “la precipitación acumulada hasta el inicio de la escorrentía y está en función de la interceptación, almacenamiento en depresiones e interceptación, almacenamiento en depresiones e infiltración antes del inicio de la escorrentía”.

Sustituyendo ecuación 1.65 en 1.63 resulta:

$$\frac{P_e - Q}{S} = \frac{Q}{P_e}$$

De donde

$$Q = \frac{P_e^2}{P_e + S} \dots \dots \dots (1.66)$$

Sustituyendo ecuación 1.64 en 1.66 resulta:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \dots \dots \dots (1.67)$$

La abstracción inicial está en la funcionalidad de propiedades y usos del suelo. Un análisis empírico realizado por la SCS encontró que la mejor forma de estimar la era:

$$I_a = 0.2 * S \dots \dots \dots (1.68)$$

Esta relación es bastante aceptable para situaciones promedio.

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \dots \dots \dots (1.69)$$

Dónde

- Q : Escorrentía total acumulada.
- P : Precipitación.
- S : Infiltración potencial máxima.

Esta es la ecuación principal del método. “Se debe tener presente que en esta ecuación, P y S deben tener las mismas unidades y el Q obtenido, también tendrá esas mismas unidades. El SCS después de estudiar un gran número de pequeñas cuencas estableció una relación para estimar S a partir del número de curva N, mediante la siguiente ecuación”:

$$N = \frac{1000}{10 + S} \quad \rightarrow \quad S = \frac{1000}{N} - 10$$

Esta es la última ecuación S está expresado en pulgadas, para expresarlo en centímetros, hay que realizar la transformación de unidades:

$$S = \left(\frac{1000}{N} - 10 \right) \text{pulg} * \frac{2.54\text{cm}}{\text{pulg}} \rightarrow S$$

$$= \left(\frac{2540}{N} - 25.4 \right) (\text{cm}) \dots \dots \dots (1.70)$$

Sustituyendo ecuación 1.70 en 1.69 y realizando operaciones resulta:

$$Q = \frac{\left(P - 0.2 * \left(\frac{2540}{N} - 25.4\right)\right)^2}{P + 0.8 * \left(\frac{2540}{N} - 25.4\right)} = \frac{\left(\frac{P * N - 508 + 5.08 * N}{N}\right)^2}{\frac{P * N + 2032 - 20.32 * N}{N}}$$

$$Q = \frac{\frac{(N * (P + 5.08) - 508)^2}{N^2}}{\frac{N * (P - 20.32) + 2032}{N}} = \frac{(N * (P + 5.08) - 508)^2}{N * (N * (P - 20.32) + 2032)} \dots \dots \dots (1.71)$$

Dónde

- Q : Escorrentía total acumulada (cm).
- P : Precipitación de la tormenta (cm).
- N : Número de curva.

En la ecuación 1.71 se debe cumplir $N*(P+5.08)-508>0$.

La Figura 1.15 muestra el gráfico de la ecuación 1.66, para diferentes valores curvanúmero N.

Si P está en mm y Q en mm, la ecuación 1.66 se escribe como:

$$Q = \frac{(N * (P + 50.8) - 5080)^2}{N * (N * (P - 203.2) + 20320)} \dots \dots \dots (1.72)$$

Siendo $P_{min} = \frac{5080}{N} - 50.8$

El SCS presenta la siguiente, la cual permite determinar el número de curva N para diferentes prácticas agrícolas, diferentes condiciones hidrológicas y grupo hidrológico de suelos. La tabla 1.13 fue elaborada para una relación $Ia=0.2S$ y para una condición de humedad antecedente promedio (CHA II).

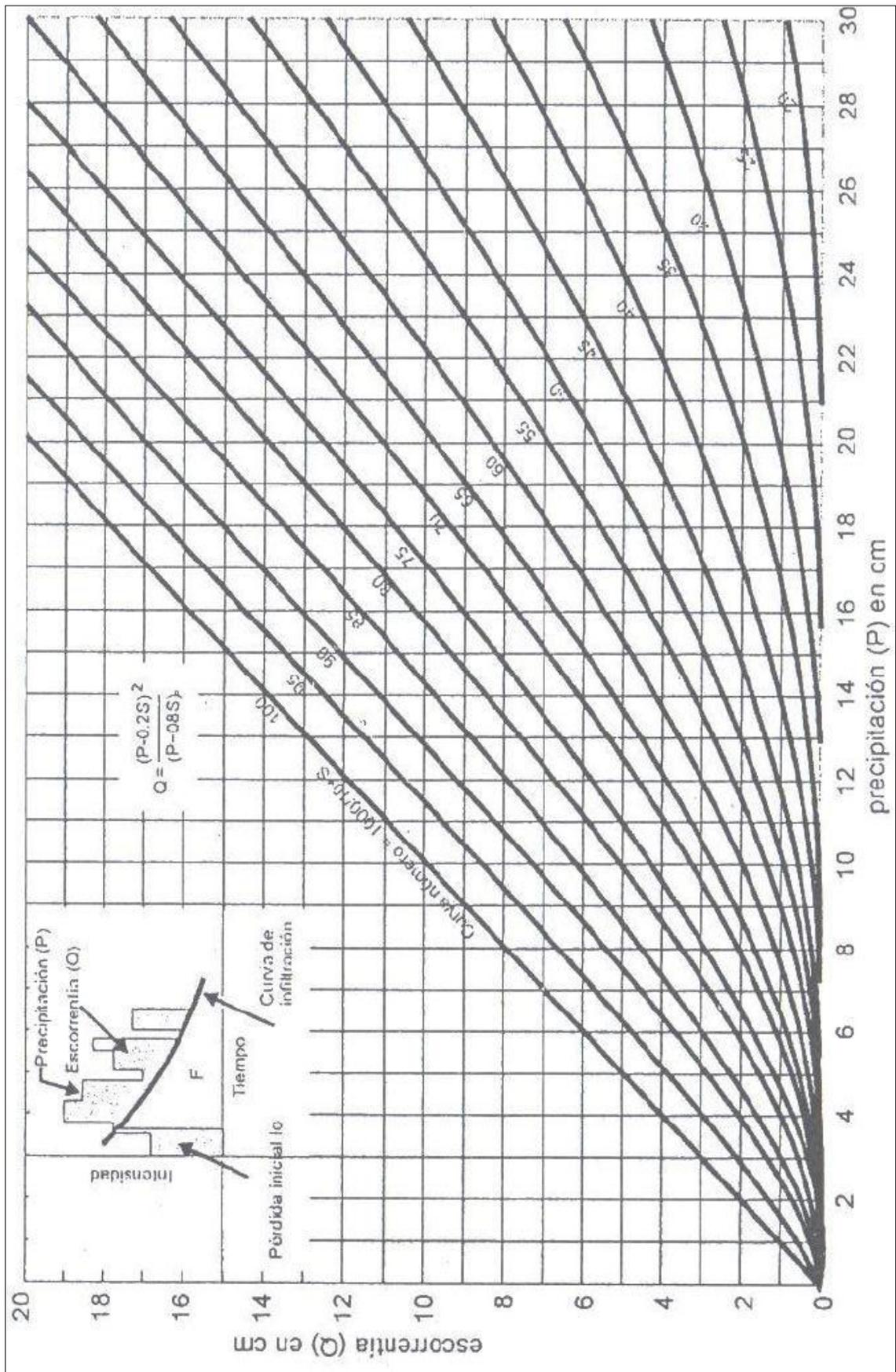


Figura 1.15. Cálculo de la escorrentía en función de la precipitación y el número de curva

Fuente: Villón (2002)

Tabla 1.13. Números de curvas N para complejos hidrológicos de suelo cobertura

Uso de la tierra	Cobertura		Número de Curva			
	Tratamiento o práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
Descuidado, en descanso sin cultivos	Surcos rectos	...	77	86	91	94
	Surcos rectos	pobre	72	81	88	91
Cultivos pequeños granos	Surcos rectos	buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y en terrazas	pobre	66	74	80	82
	Curvas de nivel y en terrazas	buena	62	71	78	81
	Surcos rectos	pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	pobre	63	74	82	85
	Curvas de nivel	buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y en terrazas	pobre	61	72	79	82
Sembríos cerrados, legumbres o sembríos en rotación	Curvas de nivel y en terrazas	buena	59	70	78	81
	Surcos rectos	pobre	66	77	85	89
	Surcos rectos	buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	pobre	64	75	83	85
	Curvas de nivel	buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y en terrazas	pobre	63	73	80	83
Pastizales o similares	Curvas de nivel y en terrazas	buena	51	67	76	80
		pobre	68	79	86	89
		regular	49	69	79	84
		buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	pobre	47	67	81	88
Pradera	Curvas de nivel	regular	25	69	75	83
	Curvas de nivel	buena	6	35	70	79
	Curvas de nivel	buena	30	58	71	78
Bosques	Curvas de nivel	pobre	45	66	77	83
	Curvas de nivel	regular	36	60	73	79
Pacios	Curvas de nivel	buena	25	55	70	77
		...	59	74	82	86
Caminos, incluyendo derecho de vía	Cieno	...	72	82	87	89
	Superficie firme	...	74	84	90	92

Fuente: Villón (2002)

Para mejor comprensión de las características de la tabla Números de curvas N para complejos hidrológicos de suelo cobertura, se hacen algunos conceptos:

- **Condición hidrológica**

Villón (2002) resaltó que “es la función de la cuenca para promover o dificultar el escurrimiento directo. Esta condición se acierta en función de la cobertura vegetal y se puede clasificar del siguiente modo”:

Tabla 1.14. Condiciones hidrológicas

Cobertura vegetal	Condición hidráulica
> 75% del área	Buena
Entre 50% y 75% del área	Regular
< 50% del área	Pobre

Fuente: Villón (2002)

- **Grupo hidrológico de suelo**

Villón (2002) clasificó los grupos de suelos en:

- **Grupo A:** Tiene bajo potencial de escorrentía.
- **Grupo B:** Tiene un moderado bajo potencial de escorrentía.
- **Grupo C:** Tiene un moderado alto potencial de escorrentía.
- **Grupo D:** Tiene un alto potencial de escorrentía.

Una especificación descriptiva para conceptualizar el conjunto de suelo se muestra en la tabla 1.15. Para esclarecer definiciones y comprender la descripción de la tabla 1.15, se indican las siguientes aclaraciones:

- **Porcentaje o tasa de infiltración:** “Este es el porcentaje de agua que penetra en la superficie del suelo y está controlado por las condiciones de la superficie”.
- **Porcentaje o tasa de transmisión:** “Este es el porcentaje del agua que se mueve en el suelo y está controlado por los horizontes”.

Tabla 1.15. Clasificación hidrológica de los suelos

Grupo de suelos	Descripción
A	Son suelos que tienen altas tasas de infiltración (bajo potencial de escurrimiento) aun cuando están enteramente mojados y están constituidos mayormente por arenas o gravas profundas, bien y hasta excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.
B	Son suelos que tienen tasas de infiltración moderadas cuando están cuidadosamente mojados y están constituidos mayormente de suelos profundos de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión de agua.
C	Son suelos que tienen bajas tasas de infiltración cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo, o suelos con una textura que va de moderadamente fina a fina. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión de agua.
D	Son suelos de alto potencial de escurrimiento, de tasas de infiltración muy bajas cuando están completamente mojados y están formados mayormente por suelos arcillosos con un alto potencial de esponjamiento, suelos con índice de agua permanentemente alto, suelos con arcilla o capa de arcilla en la superficie o cerca de ella y suelos superficiales sobre material casi impermeable. Estos suelos tienen una tasa muy baja de transmisión de agua.

Fuente: Villón (2002)

- **Uso de la tierra y tratamiento**

- **El uso de la tierra**, “es la cubierta de la cuenca y engloba todo tipo de vegetación, escombros, pajonales, desmontes, así como superficies de agua (lagos, pantanos, ciénagas, fangales, etc.)”.
- **El tratamiento de la tierra**, “se utiliza sobre todo a los usos agrícolas de la tierra e incluye las prácticas mecánicas tales como sistemas de bordos, curvas de nivel, terraplenado y ejecución de prácticas para el control de erosión y rotación de cultivos”.

- **Condición de humedad antecedente (CHA)**

Villón (2002) aclaró que “esta condición tiene presente los precedentes anteriores de humedad de la cuenca, definido por la lluvia total en el lapso de 5 días previo a la tormenta. El SCS utiliza tres intervalos de CHA”:

- **CHA I**: “es el límite inferior de humedad o el límite superior de S. Existe un mínimo potencial de escurrimiento. Los suelos de la cuenca permanecen lo suficientemente secos para permitir el arado o cultivos”.

- **CHA II:** “es el promedio para el cual el SCS”.
- **CHA III:** “es el límite superior de humedad o el límite inferior de S. Hay máxima capacidad de drenaje. La cuenca está habitualmente saturada por lluvias anteriores”.

El SCS “presenta la tabla 1.16 para estimar el CHA, por lo que la suma de las precipitaciones de los 5 días anteriores al día considerado se toma en cuenta como los 5 días lluviosos anteriores”.

Tabla 1.16. Condición de humedad antecedente propuesto por SCS

Condición de humedad antecedente (CHA)	Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración (cm)	
	Estación Seca	Estación de crecimiento
I (Seca)	menor de 1.3	menor de 3.5
II (Media)	1.3 a 2.5	3.5 a 5
II (Húmeda)	más de 2.5	más de 5

Fuente: Villón (2002)

La tabla 1.16 condición de humedad antecedente propuesto por SCS, le permite calcular el CN (II) para CHA-II, si tiene CHA-I o CHA-III, el CN equivalente se puede determinar mediante las siguientes ecuaciones:

$$N_{(I)} = \frac{4.2N_{(II)}}{10 - 0.058N_{(III)}} \dots \dots \dots (1.73)$$

$$N_{(III)} = \frac{23N_{(II)}}{10 - 0.058N_{(II)}} \dots \dots \dots (1.74)$$

1.6. Flujo de líquido en canales abiertos

1.6.1. Definición

Sotelo (2002) definió que “el flujo de canal abierto se refiere a cuando los líquidos fluyen por la acción de la gravedad y solo están parcialmente rodeados por un contorno sólido. El líquido que fluye tiene área independiente y sobre presente la presión debida a su propio peso y a la presión atmosférica. El flujo en un canal natural se alberga en lo cual se denomina cauce, producido por el desplazamiento del agua al paso de los siglos, su perfil longitudinal es sinuoso, su parte transversal es irregular, y tiene forma y magnitudes que varían constantemente en todo el mismo”.

1.6.2. El número de reynolds

Avellaneda (2016) definió que “el número de Reynolds, es una relación adimensional entre las fuerzas inerciales y las fuerzas viscosas. La importancia de este número, es que por medio de él se definen tres tipos de flujo: laminar, transicional y turbulento. Esto es de mucha utilidad ya que, dependiendo del tipo de flujo, existen diferentes modelos físicos que describen su movimiento”.

Mott (2006) describió que “el número de Reynolds para secciones transversales circulares llenas es”:

$$N_R = \frac{VD}{\nu} \dots \dots \dots (1.75)$$

Dónde:

V : velocidad promedio del flujo.

D : Diámetro de la tubería.

ν : Viscosidad cinética del fluido.

Visto que:

$$N_R < 2000 \rightarrow \textit{Flujo Laminar}$$

$$N_R > 4000 \rightarrow \textit{Flujo Turbulento}$$

En el flujo en canales abiertos, la dimensión característica es el radio hidráulico R. y para una sección transversal circular llena, $D=4R$. Para secciones transversales no circulares, cerradas, es conveniente sustituir $4R$ por D , de modo que el número de Reynolds tendrá el mismo orden de magnitud que las de ductos y tuberías, Sin embargo, en el análisis de flujo en canales abiertos por lo general esto no se hace. Entonces, el número de Reynolds para el flujo en un canal abierto es.

$$N_R = \frac{VR}{\nu} \dots \dots \dots (1.76)$$

Dónde:

V : velocidad promedio del flujo.

R : Radio hidráulico.

ν : Viscosidad cinética del fluido.

Para:

$N_R < 500 \rightarrow$ *Flujo Laminar*

$N_R > 2000 \rightarrow$ *Flujo Turbulento*

$500 < N_R < 2000 \rightarrow$ *Flujo Transicional*

1.6.3. Tipos de flujo en canales abiertos

- **Flujo permanente**

Chow (2004) mencionó que “un flujo permanente es un flujo que no muestra fluctuaciones en sus propiedades hidráulicas a lo largo del tiempo en una determinada sección”.

- **Flujo uniforme**, “el flujo es permanentemente uniforme si la velocidad permanece igual en cantidad y dirección. Esto pide un cauce con una sección transversal idéntica en términos de tamaño, forma y orientación”.
- **Flujo variado**, “se muestra como un flujo que varía rápidamente y varía gradualmente. El primero cambia repentinamente en una distancia comparativamente corta, el segundo lo contrario”.

- **Flujo no permanente**

Chow (2004) indicó que “flujo no permanente es un flujo que muestra fluctuaciones en sus propiedades hidráulicas a lo largo del tiempo en una determinada sección”.

- **Flujo no permanente uniforme**, “no es permanente si la velocidad cambia en un punto a lo largo del tiempo”.
- **Flujo no permanente variado**, “también mostrado como flujo no permanente que varía rápidamente y varía gradualmente. Este tipo de flujo es el más común en problemas de ingeniería. La no uniformidad es la variación del régimen actual con respecto al espacio y esta variabilidad es el cambio del régimen actual con relación al tiempo”.

- **Clasificación considerando la viscosidad**

Chow (2004) señaló que “la influencia de la mayor o menor viscosidad del líquido sobre las condiciones de drenaje se expresa mediante el parámetro dimensional número de Reynolds”.

- **Flujo laminar**, “son las fuerzas viscosas en relación con las fuerzas de inercia tan fuertes que la viscosidad influye significativamente en el comportamiento del flujo. El número es la relación entre la fuerza de inercia y la fuerza viscosa. El número de Reynolds es pequeño, por lo general menos de 500”.
- **Flujo turbulento**, “cuando las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas de inercia. El número de Reynolds es grande, generalmente superior a 2000, con un flujo turbulento, las partículas de fluido se mueven en trayectorias irregulares que no son lentas ni definidas”.
- **Flujo transicional**, “entre flujo laminar y turbulento hay un flujo mixto, el número de Reynolds suele estar entre 500 y 2000”.

- **Clasificación teniendo en cuenta la gravedad**

Chow (2004) indicó que “el efecto de la mayor o menor influencia de las fuerzas gravitacionales sobre los escenarios de descarga se expresa mediante el parámetro adimensional llamado número de Froude, definido como”:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} \dots\dots\dots (1.77)$$

Dónde:

- F : Número de Froude.
- V : Velocidad media del flujo.
- g : Aceleración de la gravedad.
- L : Longitud característica.

En el flujo en canales abiertos, la longitud característica se hace igual a la profundidad hidráulica D, la cual está definida como el área de la sección transversal del agua perpendicular a la dirección del flujo en el canal dividido por el ancho de la superficie libre. Para canales rectangulares ésta es igual a la profundidad de la sección de flujo.

- **Flujo Crítico**, “F es igual a la unidad o $V = \sqrt{gL}$ ”.
- **Flujo Sub-crítico**, “F es menor que la unidad o $V < \sqrt{gL}$, en este estado, el papel de las fuerzas gravitacionales es más pronunciado; por lo tanto, el flujo es lento y, a menudo, se describe como un flujo lento y tranquilo”.

➤ **Flujo Supercrítico**, “F es mayor que la unidad o $V > \sqrt{gL}$, en este estado dominan las fuerzas inerciales; la corriente es muy rápida y generalmente se describe como rápida, ultrarrápida y torrencial”.

1.7. Coeficiente de rugosidad

Fernández, León, Rodríguez, Martínez & Meneses (2018) ratificaron que “existen varios métodos para calcular la n de Manning, que consideran algunos o varios de los factores que afectan al coeficiente de resistencia al flujo; hay métodos que se basan en tablas elaboradas por experiencias profesionales, otros en la velocidad del agua medida a profundidades específicas, también se puede calcular la n de Manning aplicando fórmulas empíricas o mediante una comparación de los tramos de interés con fotografías de ríos de otras regiones”.

A continuación, se mencionan los primordiales procedimientos para definir la n de manning:

1.7.1. Método de Cowan

Fernández et al. (2018) enfatizaron que “este autor ha desarrollado un método para estimar el valor de n en base a algunos parámetros característicos del cauce, utilizando la siguiente fórmula”:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5) * m_5 \dots \dots \dots (1.78)$$

Los valores de n y m se obtienen de una tabla basada en el material del perímetro, la irregularidad, la variación en función de la sección transversal, influencia de obstáculos, vegetación y curvaturas en planta.

1.7.2. Método del Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos (S.C.S.)

Fernández et al. (2018) ratificaron que “este procedimiento propuesto por el ex - Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (S.C.S), ahora rebautizado como Servicio de Conservación de Recursos Naturales (NRCS), es similar al método de Cowan, basado en la misma tabla y calculado mediante la fórmula”:

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5) \dots \dots \dots (1.79)$$

En esta ecuación se tienen en cuenta las siguientes equivalencias de la tabla de Cowan: $n_1 = n_0$, $n_2 = n_4$, $n_3 = n_1$, $n_4 = n_3$ y n_5 : modificación por la alineación teniendo en cuenta las longitudes de las curvas (lc) y de tramos rectos (lr) en el cauce, si (lc/lr) está entre 1.0 y 1.2, $m_5 = 0.00$, si (lc/lr) está entre 1.2 y 1.5, $m_5 = 0.15$, si (lc/lr) es mayor que 1.5 entonces $m_5 = 0.30$.

$$n_5 = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5 \dots \dots \dots (1.80)$$

1.7.3. Método de la medición de la velocidad

Fernández et al. (2018) argumentaron que “este procedimiento es aplicable a flujos turbulentos e hidráulicamente rugosos con una organización de velocidades logarítmica, facilita conseguir el coeficiente de resistencia por medio de la agilidad medida a diferentes profundidades, aplicando la siguiente ecuación”:

$$n = \frac{(X - 1) * d^{\frac{1}{6}}}{5.57 * (x + 0.95)} \dots \dots \dots (1.81)$$

Dónde:

d : Profundidad total del flujo en la sección considerada (m)

$X = V_{0.2}/V_{0.8}$: Relación entre las velocidades del flujo

$V_{0.2}$: Velocidad a 0.2 d de profundidad a partir de la superficie del agua (a 0.8 d desde el fondo).

$V_{0.8}$: velocidad a 0.8 d de profundidad a partir de la superficie del agua (a 0.2 d desde el fondo).

1.7.4. Fórmulas empíricas

Fernández et al. (2018) señalaron que “hay varias fórmulas empíricas que aceptan obtener el valor de la n de manning teniendo en cuenta el diámetro de las partículas del material que conforma el cauce del río, cada autor usa un diámetro diferente para calcular el coeficiente de rugosidad, d_{90} , d_{84} , d_{75} , d_{65} , d_{50} , por ende los resultados pueden ser bastante dispersos”.

❖ **Fórmula de Meyer-Peter y Muller**

$$n = 0.038 * d_{90}^{\frac{1}{6}} \dots \dots \dots (1.82)$$

Dónde:

n : Coeficiente de manning

d_{90} : diámetro (m) del material del lecho, tal que el 90 % en peso es menor

❖ **Fórmula de Garde y Raju**

$$n = 0.047 * d_{50}^{\frac{1}{6}} \dots \dots \dots (1.83)$$

Dónde:

n : Coeficiente de manning

d_{50} : diámetro del material del lecho (m), tal que el 50 % en peso es menor

❖ **Fórmula de Bray**

$$n = 0.0593 * D_{50}^{0.179} \dots \dots \dots (1.84)$$

$$n = 0.0561 * D_{65}^{0.176} \dots \dots \dots (1.85)$$

$$n = 0.0495 * D_{90}^{0.160} \dots \dots \dots (1.86)$$

Dónde:

n : Coeficiente de manning

d_{50} : diámetro del material del lecho (m), tal que el 50 % en peso es menor

d_{65} : diámetro del material del lecho (m), tal que el 65 % en peso es menor

d_{90} : diámetro del material del lecho (m), tal que el 90 % en peso es menor

1.8. Modelos matemáticos

1.8.1. Introducción

Estrela (1992) mencionó que “los modelos matemáticos tienen la posibilidad de dividirse en dos enormes grupos, los determinísticos y los estocásticos. En los primeros las variables vienen ciertas por leyes físicas estimadas como exactas y que comentan

toda su variabilidad, en tanto que en los segundos las variables son regidas en todo o en parte por las leyes del azar, y por consiguiente caracterizadas en relación a posibilidad”. Los modelos determinísticos acostumbran tener un más grande potencial que los estocásticos, por lo general cajas negras, para emular aportaciones en cuencas no aforadas, dada la viable relación de sus parámetros con las propiedades físicas de las cuencas. Esta clase de modelos fue usada por los hidrólogos con un más grande gusto en el campo de la evaluación de elementos hídricos, al reflejar los procesos fundamentales del período hidrológico en su etapa terrestre.

Para la utilización de algún modelo determinístico se adopta las siguientes fases o etapas:

- **Generación del modelo conceptual**

Estrela (1992) resaltó que “la idea básica del funcionamiento real del sistema y los parámetros y variables que intervienen en él deben ser muy claros, ya que nos permiten representar y simular el proceso seleccionado”.

- **Construcción del modelo**

Estrela (1992) remarcó que “ésta es la fase del proceso de implementación del modelo mediante la formulación de las ecuaciones que describen los diversos términos que tienen lugar en el modelo conceptual que se está formando. Se establecen las relaciones entre ellos y su resolución se realiza mediante técnicas analíticas o numéricas”.

- **Calibración de los parámetros del modelo**

Estrela (1992) detalló que “es la fase del proceso de modelado que obliga al funcionamiento del modelo matemático a reproducir más o menos la historia del sistema real. Garantiza que todos los datos disponibles (variables y parámetros) sean cualitativa y cuantitativamente comparables”.

- **Validación del modelo**

Estrela (1992) aclaró que “consiste en comprobar el correcto funcionamiento del modelo con observaciones que no se utilizan en el proceso de calibración. En la práctica, se concede poca importancia a esta fase y en muchos casos no se lleva a cabo

en absoluto utilizando todos los registros disponibles en la fase de calibración. Este enfoque sólo se justifica si se dispone de series muy cortas de observaciones”.

- **Análisis de sensibilidad del modelo**

Estrela (1992) manifestó que “en esta etapa se define cómo cambian los resultados proporcionados por el modelo con pequeñas variaciones del conjunto de parámetros calibrados. De esta forma, las incertidumbres existentes se pueden limitar y tener en cuenta”.

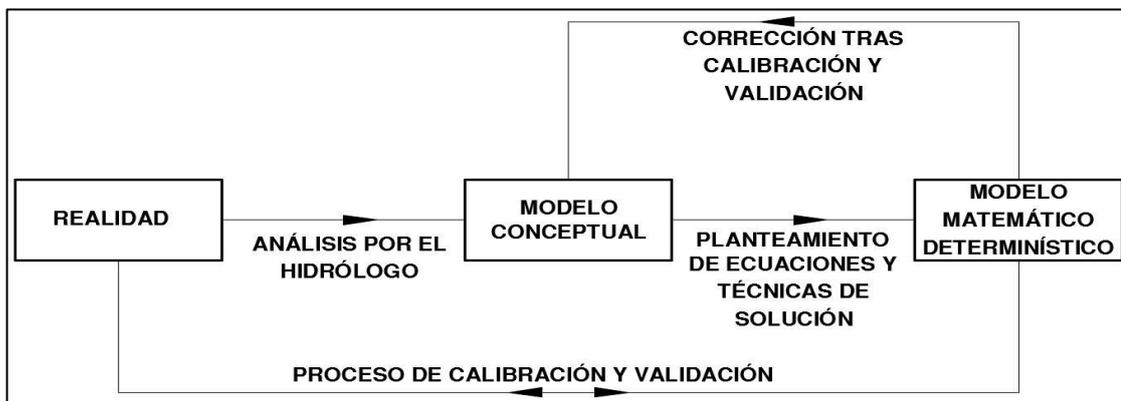


Figura 1.16. Estructura del proceso de modelado, incluidas sus fases y sus interacciones entre sí
Fuente: Estrela (1992)

1.8.2. Modelo Hec-Hms

Villón (2002) mencionó que “el software Hec-Hms es un modelo matemático creado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE. UU. Con el modelo Hec-Hms, se puede emular la respuesta que va a tener la cuenca de un río en su escurrimiento superficial de la cuenca como un sistema interconectado de elementos hidrológicos e hidráulicos. Cada ingrediente modela un aspecto del desarrollo de escurrimiento por precipitaciones, dentro de una sección de la cuenca frecuentemente referida como una subcuenca. El resultado del desarrollo de modelaje es deducir los hidrogramas de salida de una cuenca o numerosas subcuencas (caudales máximos y tiempos picos) desde las condiciones extremas de lluvia”.

1.8.3. Aplicación del ArcGIS en la modelación hidrológica

Villón (2002) mencionó que “ArcGIS es una utilidad que facilita llevar a cabo un exámen del terreno. En el campo de la hidrología, ArcGIS tiene distintas opciones para

el examen y la evaluación de los elementos hídricos, por lo cual se convirtió en una fuerte utilidad para su idealización y administración en algún tema territorial. Entre las atenciones que muestra ArcGis, es de gran ayuda en la incorporación de la información que se requiere para el manejo y procesamiento de datos hidrológicos y de calidad del agua de una cuenca o zona”. Esa información es primordial para:

- ❖ Planificar los elementos hidrológicos del territorio.
- ❖ Administrar los elementos hídricos de manera eficaz y sostenible.
- ❖ Ejecución de estudios hidrológicos o de inundabilidad.

1.8.4. Aplicación del HIDROESTA en el modelamiento hidrológico

Villón (2002) resaltó que “HidroEsta es una herramienta de cálculo que utiliza Visual Basic para cálculos hidrológicos y estadísticos aplicados a la hidrología. Este programa posibilita y reduce los cálculos laboriosos, y el desarrollo del examen de la abundante información que se tienen que hacer en los estudios hidrológicos. El programa facilita el cálculo de los parámetros estadísticos, cálculos de regresión lineal, no lineal, fácil y múltiple, de esta forma como regresión polinomial, considerar si una secuencia de datos se ajusta a una secuencia de distribuciones. Calcula eventos con cierta probabilidad de ocurrencia a partir de la curva de variación estacional o de la curva de duración, realiza el análisis de una tormenta y calcula las intensidades máximas en base a datos de pluviogramas”.

1.8.5. Modelo bidimensional IBER

Iber (2015) expresó que “es un modelo de simulación numérica del flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente y de procesos ambientales en hidráulica de flujo. El alcance de Iber incluye hidrodinámica fluvial, simulación de rotura de presas, evaluación de llanuras de inundación, cálculos de transporte de sedimentos y corrientes de marea en estuarios. El modelo Iber consta actualmente de 3 módulos principales de cálculo: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencias y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos funcionan sobre una red no estructurada de volúmenes finitos, que consta de elementos triangulares y / o cuadrados”.

1.8.5.1. Características

Hernández (2018) manifestó que” actualmente, el modelo Iber consta de 3 módulos principales de cálculo: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un

módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos funcionan en una red no estructurada de volúmenes finitos, que consta de elementos triangulares y cuadrados. En el módulo hidrodinámico, que forma la base de Iber, resuelven las ecuaciones bidimensionales de aguas someras promediadas en profundidad (ecuaciones 2D de St. Venant), lo que nos permite calcular velocidades en dos direcciones, tanto en X como en Y, para que, a diferencia de un modelo unidimensional, podamos lograr una masa de agua mucho más detallada (zona de inundación); además de la detección del nivel del agua”.

De igual modo, Iber se apoya en el procedimiento numérico de volúmenes finitos para solucionar la ecuación de St. Venant en 2D, la cual facilita una mejor representación de la interacción entre el fluido y el área del río.

1.8.5.2. Organización del programa Iber en el entorno GID

Hernández (2018) señaló que “GID es una interfaz gráfica de usuario para determinar, procesar y visualizar todos los datos relacionados con la simulación numérica. Estos datos incluyen la definición de geometría, materiales, condiciones, información de la solución y otros parámetros”.

La interfaz de usuario permite la interacción con el programa Iber, la figura 1.17 muestra la ventana principal; que consta de botones, ventanas, símbolos, menús, introducción de texto y la representación gráfica de determinada información.

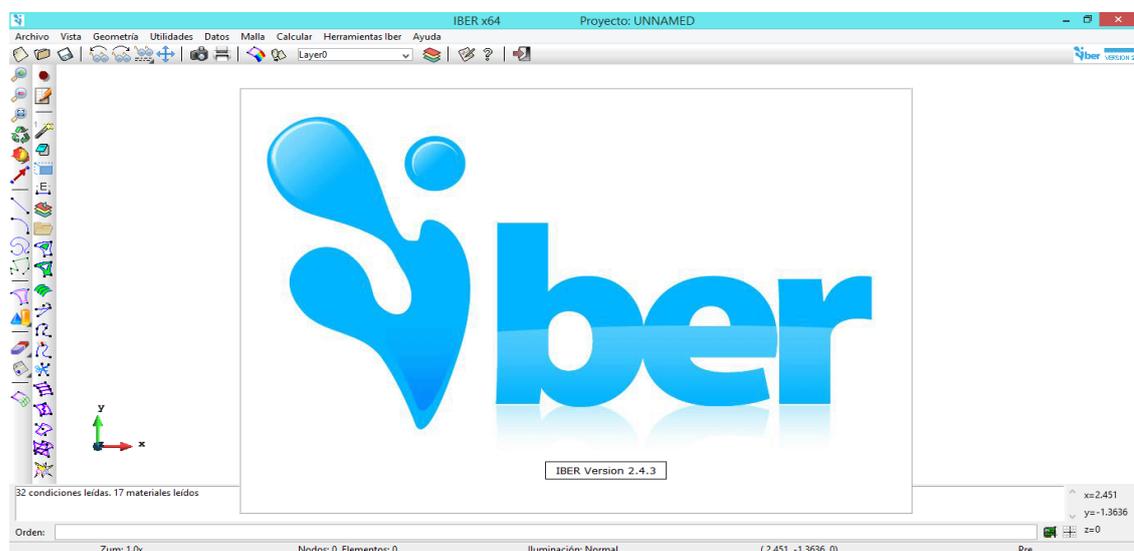


Figura 1.17. Ventana programa IBER

1.8.5.3. Modulo hidrodinámico

Hernández (2018) expresó que “el módulo hidrodinámico soluciona las ecuaciones bidimensionales de St. Venant. Estas ecuaciones se basan en una distribución de presión hidrostática y una distribución de velocidad relativamente uniforme en la profundidad. La hipótesis de la presión hidrostática se cumple suficientemente tanto para el caudal de los ríos como para las corrientes de marea en los estuarios”. Como también, la hipótesis de una distribución uniforme de velocidades en profundidad suele cumplirse en ríos y estuarios, aunque puede haber zonas en las que esta hipótesis no se cumpla debido a corrientes locales tridimensionales o cuñas salinas. Por tanto, es obligatorio estudiar la extensión de estas áreas y su posible impacto en los resultados del modelo. Actualmente, los modelos numéricos basados en ecuaciones bidimensionales de aguas someras se utilizan con mayor frecuencia para estudios de dinámica fluvial y costera, para evaluar llanuras aluviales y para calcular el transporte de sedimentos y contaminantes.

Las ecuaciones bidimensionales de St. Venant son las siguientes:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots (1.87)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(h U_x) + \frac{\partial}{\partial t}\left(h U_x^2 + g \frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial t}(h U_x U_y) = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x}\left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(v_t h \frac{\partial U_x}{\partial y}\right) \dots (1.88)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(h U_y) + \frac{\partial}{\partial t}\left(h U_y^2 + g \frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial x}(h U_x U_y) = -gh \frac{\partial Z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x}\left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(v_t h \frac{\partial U_y}{\partial y}\right) \dots (1.89)$$

Dónde:

h : Tirante hidráulico.

U_x, U_y : Velocidades horizontales promediadas en profundidad.

g : Aceleración de la gravedad.

ρ : Densidad del agua.

Z_b : Cota del fondo.

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

τ_b : Fricción debida al rozamiento del fondo.

v_t : Viscosidad turbulenta.

La fricción del fondo se evalúa utilizando la fórmula de Manning de la siguiente manera:

$$\tau_{b,x} = \rho g h \frac{n^2 U_x |U|^2}{h^{4/3}} \quad \tau_{b,y} = \rho g h \frac{n^2 U_y |U|^2}{h^{4/3}} \dots \dots \dots (1.90)$$

La fuerza de fricción generada por el viento en la superficie libre se calcula a partir de la velocidad del viento a una altura de 10 m utilizando la ecuación de Van-Dorn.

$$\tau_{s,x} = \rho C_{VD} |V_{10}| V_{x,10} \quad \tau_{s,y} = \rho C_{VD} |V_{10}| V_{y,10} \dots \dots \dots (1.91)$$

Dónde:

- h : Tirante hidráulico.
- $V_{x,10}, V_{y,10}$: Componentes de la velocidad del viento a 10 m de altura.
- $|V_{10}|$: Módulo de la velocidad del viento a 10 m de altura.
- C_{VD} : Coeficiente de arrastre superficial que se calcula en función de la velocidad del viento a partir de la siguiente expresión:

$$|V_{10}| < 5.6 m * s^{-1} \rightarrow C_{VD} = 1.2 * 10^{-6} \dots \dots \dots (1.92)$$

$$|V_{10}| \geq 5.6 m * s^{-1} \rightarrow C_{VD} = 1.2 * 10^{-6} + 2.25 * 10^{-6} \left(1 - \frac{5.6}{|V_{10}|}\right)^2 \dots \dots \dots (1.93)$$

1.8.5.3. Solución numérica

Hernández (2018) señaló que “IBER utiliza el Procedimiento de los Volúmenes Finitos (FVM) para la satisfacción de las ecuaciones de Saint Venant. El FVM obtiene desde la malla original un volumen de control uniendo los baricentros de los cuadriláteros o triángulos formando un volumen de control, dentro del cual se obtienen las variables de cálculo velocidad en x e y, profundidad para cada elemento (celda) del volumen de control. Los valores obtenidos representan el valor medio de todo el elemento y es almacenado en el centro geométrico del elemento de la malla. Se tienen la posibilidad de distinguir dos tipos de mallas: Una malla estructurada se compone por elementos de 3 o 4 lados organizados con apariencia de matriz; y una malla no estructurada se compone por elementos de 3 o 4 lados no organizados entre sí”.

1.8.5.4. Metodología de trabajo del IBER

Hernández (2018) expresó que “la metodología del programa IBER se detalla en tres procesos tal como se indican a continuación”:

Pre-proceso: Para hacer un modelamiento con Iber, se tienen que seguir los siguientes pasos:

- Crear o importar una geometría.
- Asignar una serie de parámetros de entrada (rugosidad del fondo, modelo de turbulencia, etc.).
- Asignar condiciones de iniciales y de contorno.
- Asignar opciones de cálculo generales (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico, activación de módulos adicionales).
- Crear una malla de cálculo.
- Lanzar el cálculo.

Cálculo: Para iniciar un cálculo, primero se deben configurar los parámetros de cálculo o datos del problema.

Post-Proceso: Una vez finalizado el cálculo, o durante el mismo, se puede acceder al postproceso para mostrar, analizar y exportar los resultados.

1.8.5.5. Malla de cálculo

Hernández (2018) enfatizó que “para solucionar una ecuación diferencial por el procedimiento de volúmenes finitos es requisito hacer antes una discretización espacial del dominio a estudiar. Para eso se divide el dominio de estudio en celdas de tamaño subjetivamente reducido (malla de cálculo). Iber trabaja con mallas no estructuradas formadas por elementos que tienen la posibilidad de tener 3 o 4 lados. Los elementos irregulares de 3 y 4 lados se pueden combinar dentro de la misma malla. La principal ventaja de trabajar con mallas no estructuradas es que se puede adaptar fácilmente a cualquier geometría, ya que la malla no necesita tener ningún tipo de organización o estructura interna. Esta propiedad las hace principalmente indicadas para su utilización en hidráulica fluvial”.

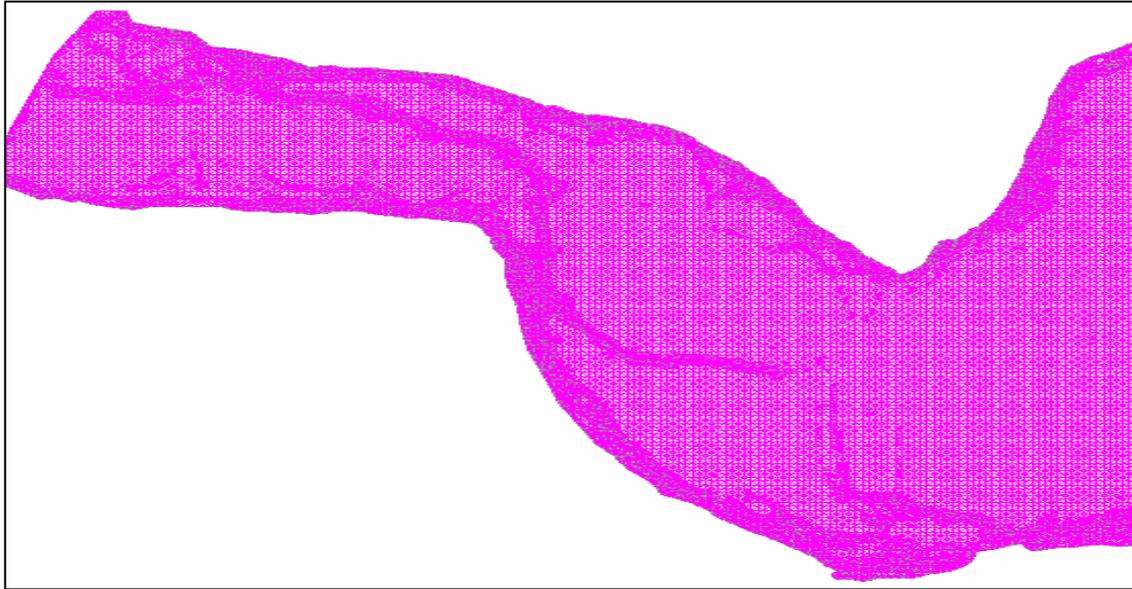


Figura 1.18. Modelo de malla no estructurado compuesto por elementos triangulares

1.8.6. Programa Hyfran

De La Ossa & González (2011) señaló que “HYFRAN es un software que permite ajustar datos a leyes estadísticas incluyendo un juego de instrumentos matemáticos poderosos, accesibles y flexibles que permiten, en particular, el análisis estadístico de eventos extremos y, de manera más general, el análisis estadístico de serie de datos. HYFRAN se puede utilizar para cualquier estudio que requiera el ajuste de una distribución estadística de un conjunto de datos independiente e idénticamente distribuido. Con aplicabilidad en campos como ingeniería, medio ambiente, meteorología, medicina, etc.”

1.8.7. Programa Gawacwin

Maccaferri (2008) describió que “este programa es capaz de trabajar en una amplia variedad de situaciones que se pueden verificar en el campo, minimizando así las situaciones que requieren un análisis adicional”.

Para abrir las puertas de uso y activar el análisis, se lanzó el programa con una interfaz amigable implementada por rutinas gráficas que permiten al interesado monitorear visualmente el efecto de los cubos durante su introducción al programa, y también el desarrollo del análisis realizado. fuera. De esta manera el problema examinado es siempre visible en el tejido a través del diseño de la sección de pared, del relleno, de la base y de las tolerancias externas.

La primera hipótesis de cálculo adoptada por el programa es la que considera el problema como una configuración plana. Por esta razón, solo se necesitan las dimensiones del problema en el plano de corte. Esta suposición se adopta ampliamente en la ingeniería geotécnica, por lo que rara vez se menciona. Por supuesto, un análisis tridimensional sería más preciso desde el punto de vista de representar la realidad. Por otro lado, este tipo de análisis trae consigo un enorme aumento en la complejidad de los cálculos y el esfuerzo computacional. Otro factor a tener en cuenta es que el análisis plano es más pesimista que el análisis tridimensional, lo que conduce a resultados positivos en términos de seguridad.

Los métodos empleados en los cálculos se refieren al “Equilibrio límite”, a las teorías de Rankine, Coulomb, Meyerhof, Hansen y Bishop (implementadas por un algoritmo llamado Simplex) para comprobar la estabilidad global de la estructura.

El programa tiene en cuenta las propiedades mecánicas de los gaviones, productos del grupo Maccaferri; los resultados de los cálculos no son realistas si se utilizan otros materiales.

1.9. Socavación

Santiago (2007) describió “que la socavación puede definirse como la acción de una corriente de agua que se desplaza en su cauce o una zona de inundación que tiene cierta capacidad de suspender y arrastrar partículas sólidas que constituyen el lecho sobre el que ocurre el flujo.

En muchos ríos, la profundidad normal de socavación es del orden de la diferencia de los tirantes en condiciones ordinarias y en creciente máxima, pero este dato no puede considerarse regla confiable. Pues se han encontrado corrientes en que la socavación alcanza el triple y aún más de tal valor y otros casos en que, por el contrario, dicho valor es exagerado”.

La socavación en un tramo de una corriente natural es la suma de las dos componentes, la socavación general y la local.

1.9.1. Tipos de socavación

Juárez & Rico (1974) señalaron que “la socavación que una corriente de agua produce en el cauce por el que circula, puede presentar diversas formas, de las cuales las más interesantes para el ingeniero son las que brevemente se describen a continuación”.

- **Socavación normal o general**

Juárez & Rico (1974) mencionó que “la socavación normal es el hundimiento del fondo de un río que se produce durante una inundación y se basa en el aumento de la capacidad de carga de material sólido que recibe la corriente en este momento debido a su mayor velocidad”.

- **Socavación en estrechamientos**

Juárez & Rico (1974) manifestó que “se entiende por socavación por estrechamientos la que se genera por aumento en la capacidad de carga de sólidos que recibe una corriente cuando aumenta su velocidad como resultado de una disminución en el área hidráulica de su cauce”.

- **Socavación en curvas**

Juárez & Rico (1974) definió que “cuando un río representa una curva, los filetes líquidos más alejados del centro de la curva tienden a ir más rápido que los del interior, como resultado, la capacidad de carga de sólidos del primero en la parte del lecho del río es mayor en el cauce exterior que en la interior”.

- **Socavación en pilas**

Juárez & Rico (1974) resaltó que “cuando se coloca un pilote de puente en el cauce de un río, las condiciones hidráulicas del río cambian y, con ello, su capacidad para crear un arrastre sólido”.

- **Socavación local en estribos**

Juárez & Rico (1974) mencionó que “desde el punto de vista de definición, la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes, que ya ha sido tratada en el inciso anterior. Se la distingue, sin embargo, por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y aún experimentales para su evaluación”.

1.9.2. Determinación de la socavación

MTC (2011) mencionó que “los métodos para estimar la socavación se tienen”:

1.9.2.1. Método de Lischtvan – Levediev

MTC (2011) señaló que “el método propuesto por Lischtvan-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua”.

- **Para suelos granulares**

Se tiene la ecuación:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+z}} \dots \dots \dots (1.94)$$

Esta representación no tiene en cuenta el efecto de contracción del caudal debido a la presencia de estribos y pilares de un puente, ni el peso específico del agua durante una inundación, por lo que debe corregirse en la evaluación de un puente. El factor de corrección de la contracción μ es menor que 1 y contribuye a aumentar la profundidad de socavación.

La tabla 1.17 señala el factor de corrección por contracción del cauce μ .

Tabla 1.17. Factor de corrección por contracción del cauce μ

Velocidad media en m.s ⁻¹	Luz libre entre dos pilas, en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o Mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Juárez & Rico (1974)

Además del efecto del peso específico del agua a lo largo de la crecida, se tiene en cuenta otro factor de corrección φ , que es mayor o igual a uno y que reduce la profundidad de socavación.

$$\varphi = 1.0, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ t * m}^{-3} \text{ (agua clara).}$$

γ_m : Peso específico de la muestra agua sedimento.

$$\varphi = 0.54 + 1.5143\gamma_m \text{ si } \gamma_m > 1.0 \text{ t * m}^{-3} \text{ (Lecho móvil)}$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9983

La fórmula final para la determinación de la socavación tomando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico de agua, es la siguiente:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{\frac{5}{3}}}{0.68\beta\mu\varphi D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+z}} \dots \dots \dots (1.95)$$

Dónde:

$H_s - h$: Profundidad de socavación (m).

h : Tirante de agua (m).

D_m : Diámetro característico del lecho (mm).

- β : Coeficiente de frecuencia.
- μ : Factor de corrección por contracción del cauce.
- φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

• **Para suelos cohesivos**

Tomando en cuenta los coeficientes de corrección para la contracción y el peso específico del agua a lo largo de las crecientes, se tiene:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{\frac{5}{3}}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right]^{\frac{1}{1+x}} \dots \dots \dots (1.96)$$

Dónde:

- $H_s - h$: Profundidad de socavación (m).
- h : Tirante de agua (m).
- γ_μ : Diámetro característico del lecho (mm).
- β : Coeficiente de frecuencia.
- μ : Factor de corrección por contracción del cauce.
- φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

En las tablas 1.18 y 1.19 se muestran los valores del coeficiente β y la selección de X en suelos cohesivos ($t.m^{-3}$) o Z suelos no cohesivos (mm) respectivamente.

Tabla 1.18. Valores del coeficiente β

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño (%)	Coefficiente β
100.00	0.77
50.00	0.82
20.00	0.86
10.00	0.90
5.00	0.94
2.00	0.97
1.00	1.00
0.33	1.03
0.20	1.05
0.10	1.07

Fuente: Juárez & Rico (1974)

Tabla 1.19. Selección de X en suelos cohesivos ($t.m^{-3}$) o Z suelos no cohesivos (mm)

Selección de x en suelos cohesivos ($t.m^{-3}$) o suelos no cohesivos (mm)						
Peso específico Tn/m ³	X	1/(X+1)	D (mm)	Z	1/(Z+1)	
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70	
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70	
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71	
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71	
0.90	0.48	0.68	1.50	0.39	0.72	
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72	
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73	
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74	
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74	
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75	
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75	
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76	
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76	
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77	
1.24	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78	
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78	
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79	
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79	
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80	
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81	
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81	
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.82	
1.71	0.30	0.77	570.00	0.21	0.83	
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83	
1.89	0.28	0.78	1000.00	0.19	0.84	
2.00	0.27	0.79				

Fuente: Juárez & Rico (1974)

1.10. Transporte de sedimentos

Salamea (2015) describió que “el análisis de los procesos de transporte de sedimentos es fundamental para la evaluación del desempeño de una medida de utilización hidráulica en el lecho de un río natural. Los modelos matemáticos disponibles para caracterizar el movimiento en un esquema de flujo bidimensional tienen en cuenta: la variación vertical de velocidades, el esfuerzo cortante que ejerce el agua sobre el lecho de un cauce y las propiedades de las partículas que definen el material. La interacción entre las propiedades del material y las propiedades del flujo, incluida la acción de las fuerzas gravitacionales y las turbulencias presentes en el agua, permiten identificar el transporte de sedimentos”.

Martos (2018) describe que “el transporte de sedimentos es un fenómeno complejo y esta complejidad hace imposible resolver el problema de este transporte simplemente

aplicando la teoría de la mecánica de fluidos. La presencia de partículas en el flujo cambia el comportamiento hidráulico, muchas veces motivado por la presencia de elementos artificiales como vigas de puentes o estructuras hidráulicas que rompen el equilibrio del flujo”.

1.10.1. Características de los sedimentos

Martos (2018) señaló que “los sedimentos arrastrados por un arroyo son una consecuencia natural de la degradación del suelo, ya que el material de la erosión ingresa a los arroyos a través de afluentes más pequeños (afluentes), debido a la capacidad del arroyo para transportar sólidos o mediante movimientos masivos como desprendimientos, deslizamientos de tierra.

En cualquier punto del río, el material que llega aguas arriba puede ser arrastrado por la corriente y, si la capacidad de transporte es demasiado baja, se acumula en los llamados depósitos de sedimentos”.

Las corrientes fluviales constituyen y regulan sus propios cauces, la carga de sedimentos a transportar y la capacidad de transporte tienden a equilibrarse. Cuando un tramo de río alcanza el equilibrio, se considera que ha alcanzado su perfil de equilibrio. Por ende, puede ser tolerable que haya secciones o sectores de un río que hayan cogido el equilibrio, no obstante, estén separados por secciones que no posean este equilibrio. Hay dos tipos de transporte de sedimentos: transporte o arrastre de fondo y transporte en suspensión.

1.10.1.1. Propiedades de los sedimentos

Martos (2018) mencionó que “el módulo que tiene que resolver Iber para el transporte de sedimentos requiere que se utilicen algunos parámetros del sedimento contenido en el cauce del río. Las propiedades que determinan los procesos de suspensión, transporte y deposición del sedimento dependen no solo de las condiciones de flujo, sino también de las características del sedimento, tales como”:

- **Tamaño:** “En los sedimentos, esta propiedad está determinada por la D_{50} ”.
- **Porosidad:** “Se indica como la relación entre el volumen de los huecos y el volumen de los granos o el volumen de los sedimentos”.

- **Ángulo de fricción interna:** “Propiedad de los materiales granulares que tiene una interpretación física simple en lo que se refiere al ángulo de reposo o al ángulo máximo posible para la inclinación de un conjunto de este material granular”.
- **Densidad:** “Relación entre la masa de una partícula y su volumen”.

1.10.3. Transporte de sedimentos por arrastre de fondo

Salamea (2015) ratificó que “el transporte de sedimentos por arrastre de fondo radica en el movimiento de las partículas erosionadas del lecho por la masa del agua. Hay numerosas formulaciones en la literatura técnica para deducir la capacidad de transporte del cauce para algunas condiciones que suponen la presencia de un fluido muy esquemático. Hay que tener particular precaución al instante de la selección sabiendo para las condiciones que fue propuesta. En las siguientes subsecciones se muestra la formulación aplicada para el modelo”.

1.10.3.1. Ecuaciones del transporte de sedimento de fondo

Quincho (2015) ratificó que “hay una variedad de ecuaciones empíricas para estimar la escorrentía de sedimentos del fondo de un cauce natural. Para el cálculo del transporte de fondo hasta nuestros días han aparecido un amplio número de fórmulas, basadas en cuatro enfoques”, según hayan utilizado las siguientes variables:

- La tensión de arrastre sobre el lecho del río
- El caudal
- Una función estocástica para el movimiento
- La potencia hidráulica

Las generalidades de las ecuaciones se desarrollaron a partir de experimentos efectuados en canales experimentales. En seguida, se dará una descripción de algunas ecuaciones o fórmulas empíricas.

- **Fórmula de Yalin**

Yalin “elaboró una ecuación desde la exploración adimensional, asumiendo que el aumento en la tasa de transporte es debido al movimiento promedio de las partículas que están en movimiento. Las permanentes empíricas del modelo se desarrollaron en canales de aforo, conteniendo distintos tamaños de partículas de sedimentos (0.78 a 28.6 mm)”.

$$g_B = (\gamma_s - \gamma)S_y D_m U_* 0.635 \left[1 - \frac{1}{A_y S_y} \ln(1 + A_y S_y) \right] \dots \dots \dots (1.97)$$

Dónde:

- g_B : Gasto sólido total unitario de fondo (Kgf.m⁻¹)
- D_m : Diámetro de la partícula (m)
- γ : Peso específico del agua (Kgf.m⁻³)
- γ_s : Peso específico del suelo (Kgf.m⁻³)
- U_* : Velocidad de corte (m².s⁻¹)
- A_y : Relación esfuerzo cortante con pesos específicos (-)
- S_y : Relación esfuerzo cortante y esfuerzo cortante crítico (-)
- τ_{*c} : Número adimensional de shields para condición crítica (-)
- τ_* : Número adimensional de shields (-)
- S : Pendiente media de la cuenca (-)
- R : Radio Hidráulico (m)

Determinamos A_y

$$A_y = 2.5 \left[\frac{\gamma}{\gamma_s} \right]^{2/5} \tau_{*c} \dots \dots \dots (1.98)$$

Luego, determinamos S_y

$$S_y = \frac{\tau_*}{\tau_{*c}} - 1 \dots \dots \dots (1.99)$$

Para determinar el número adimensional de Shields utilizamos:

$$\tau_* = \frac{\gamma R S}{(\gamma_s - \gamma) D_m} \dots \dots \dots (1.100)$$

• **Fórmula de Meyer – Peter y Muller**

Meyer-Peter y Muller “elaboraron una ecuación empírica desde estudios efectuados en aforadores con gastos que fluctuaron de 0.002 a 2m³.s⁻¹, pendiente de 0.004 a 0.2 y con tirante de 0.01 a 1.2 m. Los experimentos se condujeron con materiales naturales y sintéticos cuyo diámetro osciló entre 0.4 a 30 mm. Es favorable usarla para cauce con arena con diámetro más grande de 0.0002 m, hasta grava gruesa con diámetro de 0.03

m. Esta fórmula es sugerida para ríos de montaña, pendiente aproximada de 1.2 por ciento y rugosidades medias”.

$$g_B = 8\gamma_s \left(g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} \right) D^3 \right)^{0.5} \left[\frac{n_s^{1.5}}{n} \tau_* - 0.047 \right]^{1.5} \dots\dots\dots (1.101)$$

Dónde:

- g_B : Gasto sólido de fondo unitario (Kgf.m⁻¹)
- D : Diámetro de la partícula d_m, d_{50}, \dots etc (m)
- g : Aceleración debido a la gravedad (m².s⁻¹)
- γ : Peso específico del agua (Kgf.m⁻³)
- γ_s : Peso específico del suelo (Kgf.m⁻³)
- τ_* : Número adimensional de shields (-)
- q : Profundidad del flujo (-)
- n : Coeficiente de manning (-)
- n_s : Coeficiente de manning debido a la partícula (-)

• **Fórmula de Schoklitsch**

Schoklitsch “planteó una ecuación basada en estudios efectuados en canales de aforo y datos de campo. Originalmente, esta ecuación se aplicó a los arroyos naturales del lecho de grava. La ecuación de Schoklitch predice la descarga de sedimentos del fondo en cursos de agua naturales con un suministro ilimitado de sedimentos. La ecuación de Scholitsch no involucra explícitamente tensiones hidráulicas y tensiones de corriente, no incluir ninguna de estas variables podría presentar desventajas para aplicar la ecuación en cauces poco profundos”.

$$g_B = 2500^{\frac{1}{3}} \left(q S^{\frac{7}{6}} - 19.05 \tau_* c^{\frac{5}{3}} \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} \right)^{\frac{5}{3}} D_{40}^{\frac{3}{2}} \right) \dots\dots\dots (1.102)$$

Dónde:

- g_B : Gasto sólido total unitario (Kgf.m⁻¹)
- D : Diámetro de la partícula d_{40} (m)
- γ : Peso específico del agua (Kgf.m⁻³)
- γ_s : Peso específico del suelo (Kgf.m⁻³)

q : Gasto unitario líquido ($m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$)

τ_{*c} : Número adimensional de shields para condición crítica (-)

q : Profundidad del flujo (-)

• **Fórmula de Einstein-Brown**

Bown “mira el modelo de Einstein, creando una exclusiva curva con los datos de Einstein apoyado en la funcionalidad $f(x) = x^{-3}$. Brow escribió la intensidad de transporte \emptyset en funcionalidad de la intensidad de corte”.

$$\emptyset = 40 \left(\frac{1}{\psi} \right)^3$$

Dónde la intensidad de corte se expresa

$$\left(\frac{1}{\psi} \right) = \frac{\gamma R S}{(\gamma_s - \gamma) D_m}$$

Siendo:

$$\emptyset = \frac{g_B}{F \sqrt{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)}}$$

En el cual se define F1 por la relación

$$F1 = \sqrt{\left(\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g d_m^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} \right)} - \sqrt{\left(\frac{36v^2}{g d_m^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} \right)}$$

Es necesario comentar que la ecuación de gasto sólido de fondo unitario es más objetiva para valores altos de ψ .

$$g_B = 2.151 F1 \gamma_s \sqrt{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} d_{50}^3 e^{-0.391 \frac{1}{\tau_*}} \dots \dots \dots (1.103)$$

Dónde:

g_B : Gasto sólido de fondo unitario ($Kgf \cdot m^{-1}$)

D : Diámetro de la partícula d_{50} (m)

γ : Peso específico del agua ($Kgf \cdot m^{-3}$)

- γ_s : Peso específico del suelo (Kgf.m⁻³)
- S : Pendiente media de la cuenca (-)
- R : Radio Hidráulico (m)
- $F1$: Coeficiente de Rubey, se utiliza para saber la velocidad de caída (-)
- τ_* : Número adimensional de shields (-)
- $\frac{1}{\psi}$: Intensidad de corte (-)
- \emptyset : Intensidad de transporte (-)

• **Fórmula de Van Rijn**

La ecuación de Van Rijn “fue derivada por medio de análisis teóricos y comprobados con datos de laboratorio y de campo usando sedimentos similares con diámetros de partículas comprendidos entre 0.2mm y 2mm”.

g_B cuando $T < 3$

$$g_B = 0.053\gamma_s \left[g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D_{50}^3 \right]^{0.4} T^{2.1} v^{0.2} \dots \dots \dots (1.104)$$

g_B cuando $T \geq 3$

$$g_B = 0.1\gamma_s \left[g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D_{50}^3 \right]^{0.5} T^{1.5} D_*^{-0.3} \dots \dots \dots (1.105)$$

El parámetro adimensional T está determinado por la relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo cortante crítico.

$$T = \frac{\tau_0 - \tau_c}{\tau_c}$$

Dónde:

- g_B : Gasto sólido total unitario (Kgf.m⁻¹)
- D : Diámetro de la partícula d_{50} (m)
- g : Aceleración debido a la gravedad (m².s⁻¹)
- γ : Peso específico del agua (Kgf.m⁻³)
- γ_s : Peso específico del suelo (Kgf.m⁻³)
- τ_0 : Esfuerzo cortante que el flujo ejerce en el fondo (Kgf.m⁻²)
- τ_c : Esfuerzo cortante crítico en el fondo, necesario para iniciar el movimiento de las partículas (Kgf.m⁻²)

- D_* : Número adimensional de la partícula (-)
- ν : Viscosidad cinemática del agua ($m.s^{-1}$)
- T : Adimensional (-)

• **Pernecker y Vollmer**

Se utiliza “para considerar el transporte en la cubierta de fondo siempre que $\tau_* \leq 0.5$. Si $\tau_* \leq 0.04$, no existe transporte de sedimentos. Emplea $D = D_m$ ”.

$$g_B = 25\gamma_s \left[g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D_m^3 \right]^{0.5} \tau_*^{1.5} (\tau_* - 0.04) \dots \dots \dots (1.106)$$

Dónde:

- g_B : Gasto sólido de fondo unitario ($Kgf.m^{-1}$)
- D : Diámetro de la partícula d_{50} (m)
- g : Aceleración debido a la gravedad ($m^2.s^{-1}$)
- γ : Peso específico del agua ($Kgf.m^{-3}$)
- γ_s : Peso específico del suelo ($Kgf.m^{-3}$)
- τ_* : Número adimensional de shields (-)

1.10.4. Transporte de sedimentos en suspensión

Salamea (2015) ratificó que “el material sólido transportado en un río en suspensión está formado por las partículas finas que se distribuyen por toda la sección transversal del río y dan color al agua. El transporte comienza cuando la velocidad de corte generada por el cauce alcanza un valor que supera la velocidad de caída de las partículas y entran en suspensión”.

Quincho (2015) aclaró que “los sedimentos en suspensión son las partículas finas (arcilla, limo y arena) que ingresan al arroyo por erosión pluvial de la cuenca, lavado del material o por transporte desde la misma vertiente. A diferencia del transporte de sedimentos del fondo, estimar el transporte de materia en suspensión mediante el monitoreo es una tarea más sencilla. Por lo tanto, actualmente existen varias técnicas disponibles para monitorear la concentración de sólidos en suspensión, que se describen a continuación”.

Los dispositivos para la obtención de muestras de sedimentos representativos, que se mueven en suspensión dentro del arroyo y que contribuyen al cálculo del transporte suspendido, se pueden dividir en tres grupos:

- **Instantáneos:** “captan súbitamente la exhibe agua-sedimento. Radica en descender el envase abierto (figura 1.19 y 1.20) en posición vertical u horizontal al sitio donde se va muestrear y rápidamente se acciona un mecanismo que cierra el envase y por consiguiente se captura un volumen”.

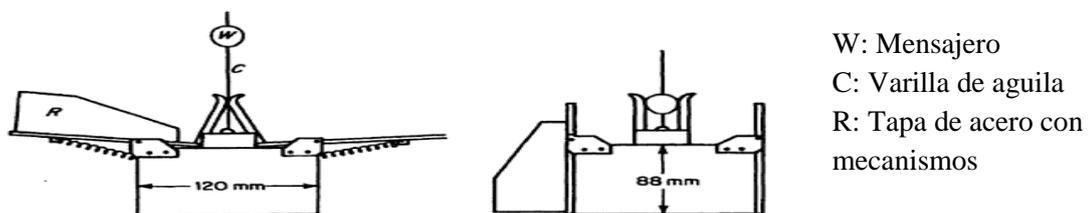


Figura 1.19. Muestreador horizontal instantáneo de sedimentos en suspensión

Fuente: Quincho (2015)

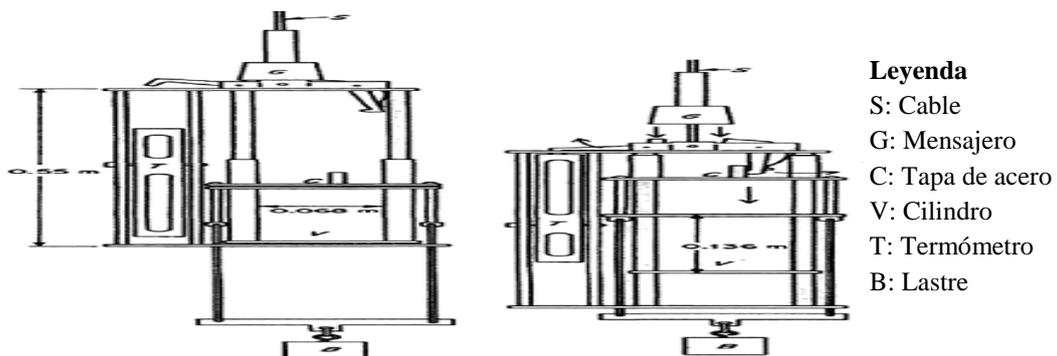


Figura 1.20. Muestreador vertical instantáneo de sedimentos en suspensión

Fuente: Quincho (2015)

- **Integradores:** “Hay dos tipos de muestreadores integradores, el primero capta la muestra en un punto permaneciendo cierto tiempo; esta forma es conocida como incorporación puntual (figura 1.21). El segundo se obtiene una muestra mientras el dispositivo recorre verticalmente una cierta distancia; a esta forma es conocido como integrador de profundidad”.

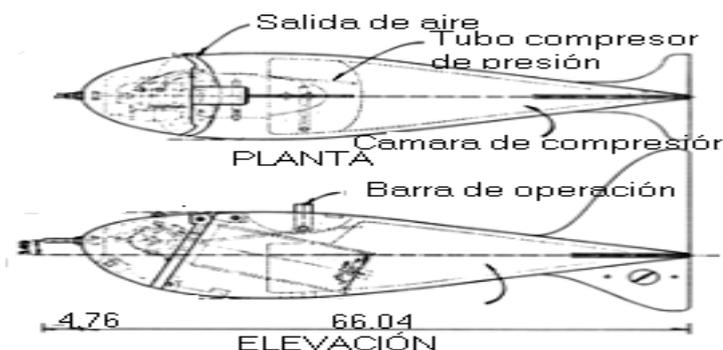


Figura 1.21. Muestreador integral de punto de sedimento en suspensión

Fuente: Quincho (2015)

- **De registro continuo:** “La existencia de las partículas sólidas en suspensión proporciona lugar a que el agua sea menos traslúcida; este efecto dio origen al diseño de muestreadores automáticos y de registro continuo como dispositivos electrónicos o ultrasónicos. Uno de los equipos más populares es el Turbidímetro que mide la turbidez del fluido”.



Figura 1.22. Sonda de Turbidez YSI-6V

Fuente: Quincho (2015)

1.11. Defensas ribereñas

Morales (2019) expresó que “se denomina estructura fluvial a toda estructura inmersa en el cauce del río, con finalidad de dirigir, administrar, encauzar controlar y corregir el recorrido natural del agua”.

También se puede definir como estructuras que sirven para salvar áreas cercanas a las riberas de los ríos, generalmente de procesos de erosión en los márgenes a consecuencia

de la intensa corriente que circula por el lecho, las cuales transportan materiales como sedimentos, rocas, arbustos, etc. debido al incremento de precipitaciones en épocas de lluvia, las mismas que generan desestabilización del talud interno. Estas estructuras se ubican en zonas estratégicas y puntos establecidos para la protección de poblaciones, vías de comunicación, industrias, sembríos, etc.

Se debe tener en cuenta que las mismas deberán ser analizadas por profesionales que desarrollen las estructuras de acuerdo a la demanda que ejerce el caudal de la zona donde será establecido y tomando en cuenta distintos datos externos para su buena ejecución.

1.11.1. Gaviones

Martín (2003) definió que “los gaviones (o cestones) consisten en un recipiente, normalmente un paralelepípedo, de alambre relleno de cantos”.

Morales (2019) expresó que “conjunto de paralelogramos que conforman un sistema de estructura rectangular; elaborados a base de alambres de acero que son tejidos entre sí para su mejor consistencia”.

Maccaferri (2008) definió que “son elementos modulares de diferentes formas desarrollados por mallas metálicas hexagonales de doble torsión rellenas de piedras de tamaño de grano adecuado y cosidas entre sí para formar estructuras diseñadas para resolver problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión. El montaje y llenado de estos elementos se puede realizar de forma manual o con dispositivos mecánicos convencionales”. Los siguientes tipos se pueden utilizar para estructuras de contención por gravedad:

1.11.1.1. Gaviones tipo caja

Maccaferri (2008) describió que “el gavión en forma de caja es una estructura metálica en forma de paralelepípedo hecha de una sola placa de rejilla hexagonal de doble torsión que forma las paredes inferior, superior y frontal y posterior. Durante la fabricación, los paneles se adhieren a esta tela base, que forman las dos paredes de las extremidades y los diafragmas, como se aprecia en la figura 1.23”.

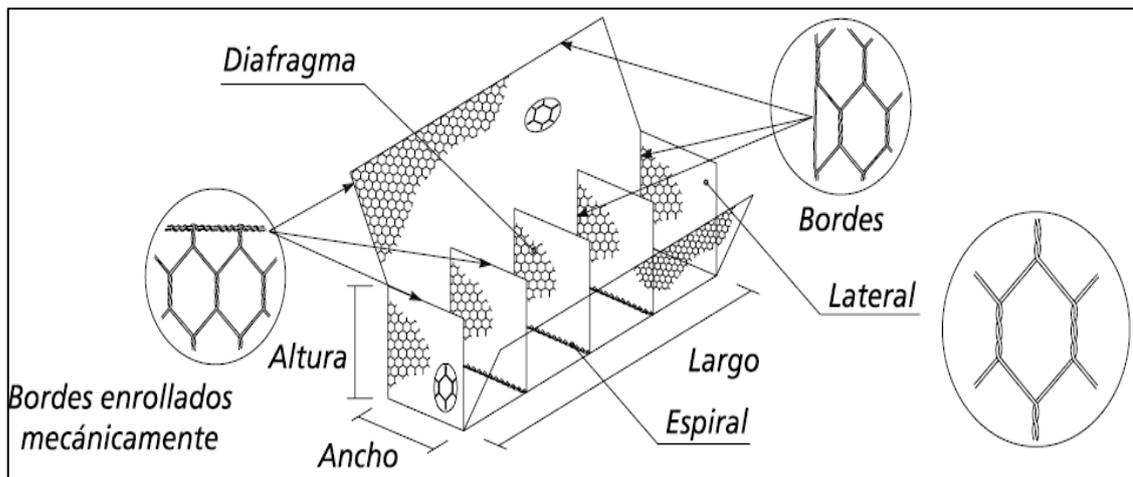


Figura 1.23. Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja

Fuente: Maccaferri (2008)

1.11.1.2. Gaviones tipo saco

Maccaferri (2008) mencionó que “los gaviones tipo saco son estructuras metálicas, con forma de cilindro, constituidos por un único paño de malla hexagonal de doble torsión que, en sus bordes libres, presenta un alambre especial que pasa alternadamente por las mallas para permitir el montaje del elemento en obra, tal como se observa en la figura 1.24”.

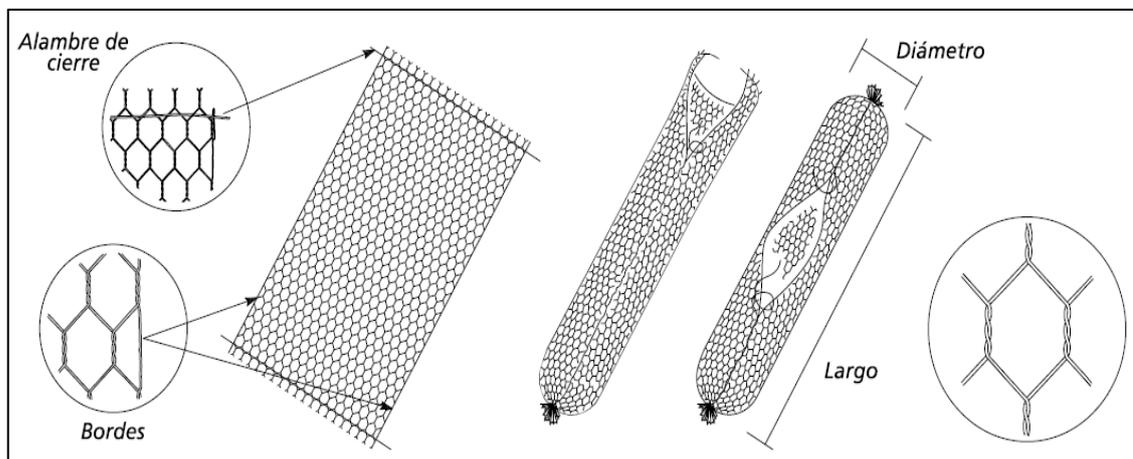


Figura 1.24. Elementos constituyentes de los gaviones tipo saco

Fuente: Maccaferri (2008)

1.11.1.3. Gaviones tipo colchón Reno

Maccaferri (2008) señaló que “el colchón Reno es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, de gran área y pequeño espesor. Está formado por dos elementos separados, la base y la tapa, ambos producidos con malla hexagonal de doble torsión”.

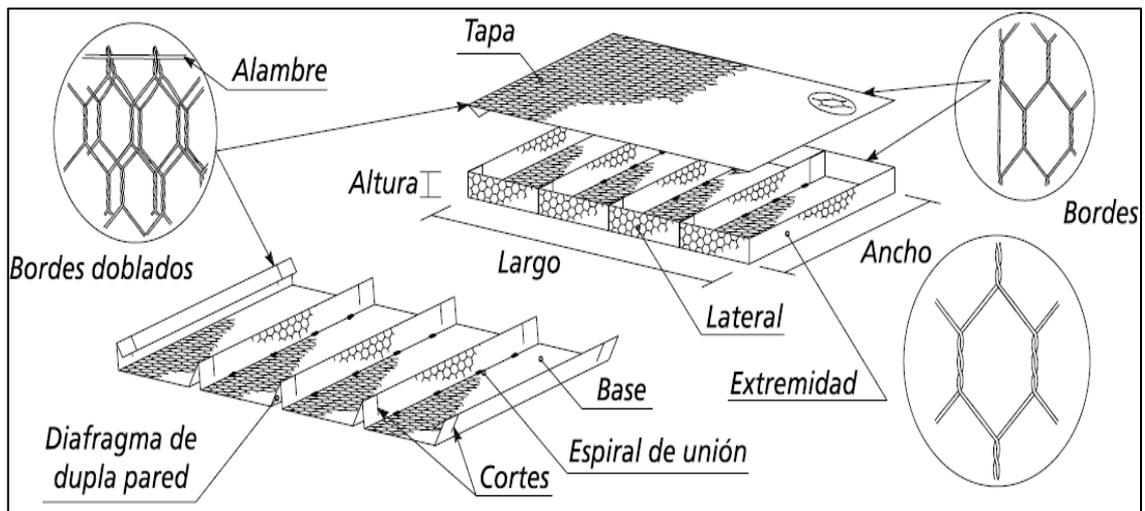


Figura 1.25. Elementos constituyentes de los gaviones tipo colchón Reno

Fuente: Maccaferri (2008)

1.11.2. Muros de contención

Morales (2016) definió que “los muros de contención son estructuras que suministran sustento lateral a una concurrencia de material, de acuerdo a su diseño pueden solventar cargas verticales, debido a esto su estabilidad se basa en el peso muerto que se ejerce únicamente sobre su base”.

Leoncio (2015) expresó que “son estructuras de seguridad que permiten la retención de taludes propensos a la falla, de modo que puedan resguardarse carreteras, viviendas u otras obras. Existe una gran diversidad de sistemas constructivos, cada uno de los cuales tiene ventajas y desventajas sobre otros, debido al uso de distintos materiales, técnicas constructivas o equipos”.

Braja (2012) señala que “los muros de contención se pueden dividir en dos categorías principales: muros de contención convencionales y muros de tierra estabilizados mecánicamente”.

1.11.2.1. Funcionamiento del muro

Morales (2019) mencionó que “los muros de sujeción se implementan para contener aglomeraciones sólidas de tierra, estructuras u otro tipo de materiales, los cuales no pueden sostenerse en su espacio natural”.

El proceso de diseño requiere de varios puntos que se determinan por medio de cuanta magnitud soportará, en qué dirección ejercerá su fuerza, si la fuerza será puntual o distribuida, si la capacidad admisible del terreno es la adecuada, entre otros.

Para proyectar la incorporación de los muros se debe tener en cuenta lo siguiente:

1. Seleccionar la estructura adecuada y sus dimensiones.
2. Analizar la estabilidad del muro con respecto a las fuerzas actuantes y pasivas, de acuerdo a los parámetros mínimos establecidos.
3. Diseño de los componentes de la estructura, los análisis estructurales entre ellas resistencias, empujes, capacidad portante entre otros, serán analizadas con cautela para brindar una estructura solvente acorde a los requerimientos dados.

Braja (2012) planteó que “para diseñar apropiadamente los muros de contención o muros de retención, un ingeniero necesita conocer los parámetros básicos del suelo retenido detrás del muro y el suelo debajo de la base de la losa, a saber, gravedad específica, ángulo de fricción y cohesión. Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite al ingeniero determinar la distribución de presión lateral requerida en el diseño”.

1.11.2.2. Tipos de muros de contención (muros de retención)

Leoncio (2015) señaló que “la selección del tipo de muro de contención es dependiente, primordialmente de dos puntos de vista: técnico y económico; para el técnico, se debe tener en cuenta el análisis dimensional y de estabilidad; en cambio para el económico, se toma presente los materiales, analizando proporciones y costos de los mismos. Si bien el objetivo debe ser siempre que la planta pueda cumplir su función con los factores de seguridad adecuados, debe quedar claro que estos se pueden lograr a diferentes costos y que es criterio del diseñador determinar la mejor selección”.

Braja (2012) ratificó que “los muros de retención convencionales se pueden dividir en cuatro tipos”:

1. Muros de retención de gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

1.11.2.2.1. Muros de retención de gravedad

Braja (2012) expresó que “los muros de contención por gravedad se construyen con mampostería simple de hormigón o piedra. Su estabilidad depende de su propio peso y de cualquier suelo que se encuentre sobre la mampostería. Este método de construcción no es económico con paredes altas”. Como se puede apreciar en la figura 1.26.

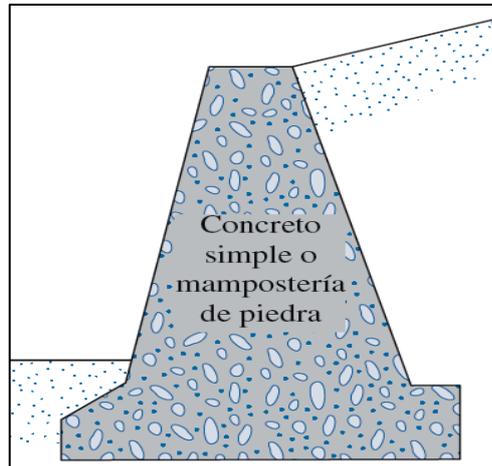


Figura 1.26. Muro de gravedad

Fuente: Braja (2012)

1.11.2.2.2. Muros de retención de semigravedad

Braja (2012) señaló que “en muchos casos, se puede usar una pequeña cantidad de acero para construir muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones del muro. Estos muros se conocen comúnmente como muros de semigravedad”, como se observa en la figura 1.27.

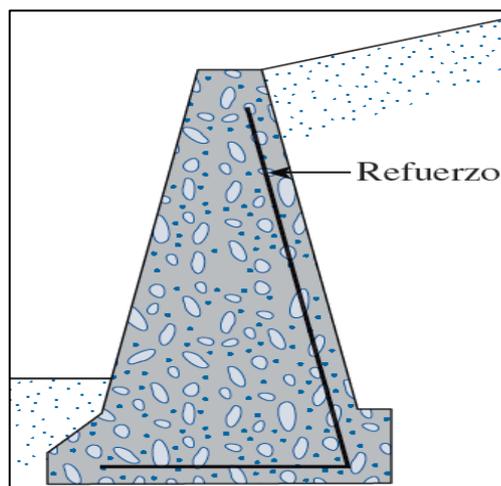


Figura 1.27. Muro de semigravedad

Fuente: Braja (2012)

1.11.2.2.3. Muros de retención en voladizo

Braja (2012) manifestó que “los muros de contención en voladizo están hechos de hormigón armado y consisten en un cuerpo delgado o contrahuella y una losa de piso. Este tipo de muro es económico hasta una altura de aproximadamente 8 m”, como se observa en la figura 1.28.

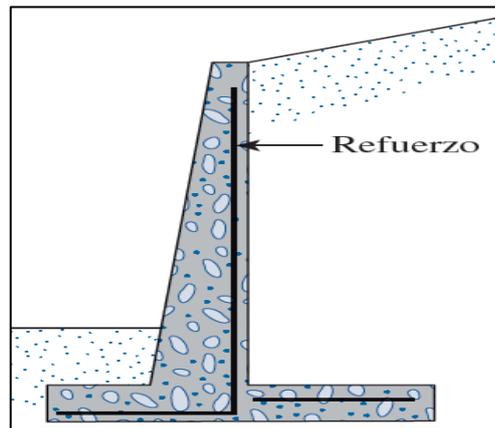


Figura 1.28. Muro en voladizo

Fuente: Braja (2012)

1.11.2.2.4. Muros de retención con contrafuerte

Braja (2012) enfatizó que “los muros de retención son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, tienen losas de hormigón verticales delgadas llamadas contrafuertes a intervalos regulares que anclan la pared y la base juntas. El propósito de los contrafuertes es reducir los momentos cortantes y flectores”, como se observa en la figura 1.29.

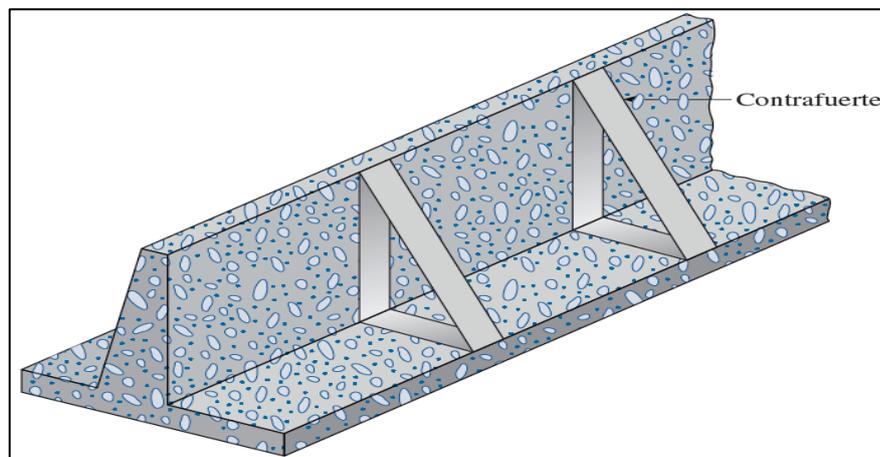


Figura 1.29. Muro con contrafuertes

Fuente: Braja (2012)

1.11.4. Defensas vivas naturales y forestadas

1.11.4.1. Defensas vivas naturales

Segovia (2013) mencionó que “son la mejor protección contra las inundaciones y la erosión de los ríos. Compuesto por especies arbóreas y arbustivas de buena densidad, ubicadas en ambas márgenes del cauce del río, manteniendo un ancho de entre 30 - 40 m, lo que de alguna manera es una gran garantía de su protección”.

1.11.4.2. Defensas vivas forestadas

Segovia (2013) describió que, “se basan en la plantación de arbustos y árboles de raíces profundas, que se realizan una vez finalizado el tramo estable del río. Su densidad depende de las características de la especie. Esta plantación se realiza en sectores críticos o como complemento de estructuras o defensas artificiales. El ancho de la plantación en cada borde varía según las características del río, generalmente entre 10 y 30 m. En la costa peruana, los tipos más comunes son los sauces, huacán, huarango; arbustos como chilca, Callacas, pájaro bobo, etc., también la caña en sus variedades guayaquil, Castilla, carrizo, etc.”.

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

2.1. Ubicación

La zona de investigación se ubica en el valle de la Comunidad de San Martín de Tiopampa a una altura de 3090.00 msnm., en la región natural puna.

2.1.1. Ubicación geográfica

Este : 572353.00 m
Norte : 8470459.28 m
Altura : 3.090 m.s.n.m.

2.1.2. Ubicación política

Departamento : Ayacucho
Provincia : Huanca Sancos
Distrito : Santiago de Lucanamarca
Comunidad : San Martín de Tiopampa

2.1.3. Ubicación hidrográfica

Vertiente : Amazonas - Atlántico
Cuenca : Pampas Apurímac
Subcuenca : Pampas

2.1.4. Ubicación administrativa

AAA : Autoridad Administrativa del Agua XI Pampas Apurímac
ALA : Administración Local del Agua Bajo Apurímac Pampas

Tabla 2.1. Ubicación hidrográfica del ámbito de estudio

Nivel	Nombre de la unidad hidrográfica	Código
Nivel 1	Región Hidrográfica Amazonas	4
Nivel 2	Cuenca Alto Amazonas	49
Nivel 3	Cuenca Ucayali	499
Nivel 4	Cuenca Pampas	4998

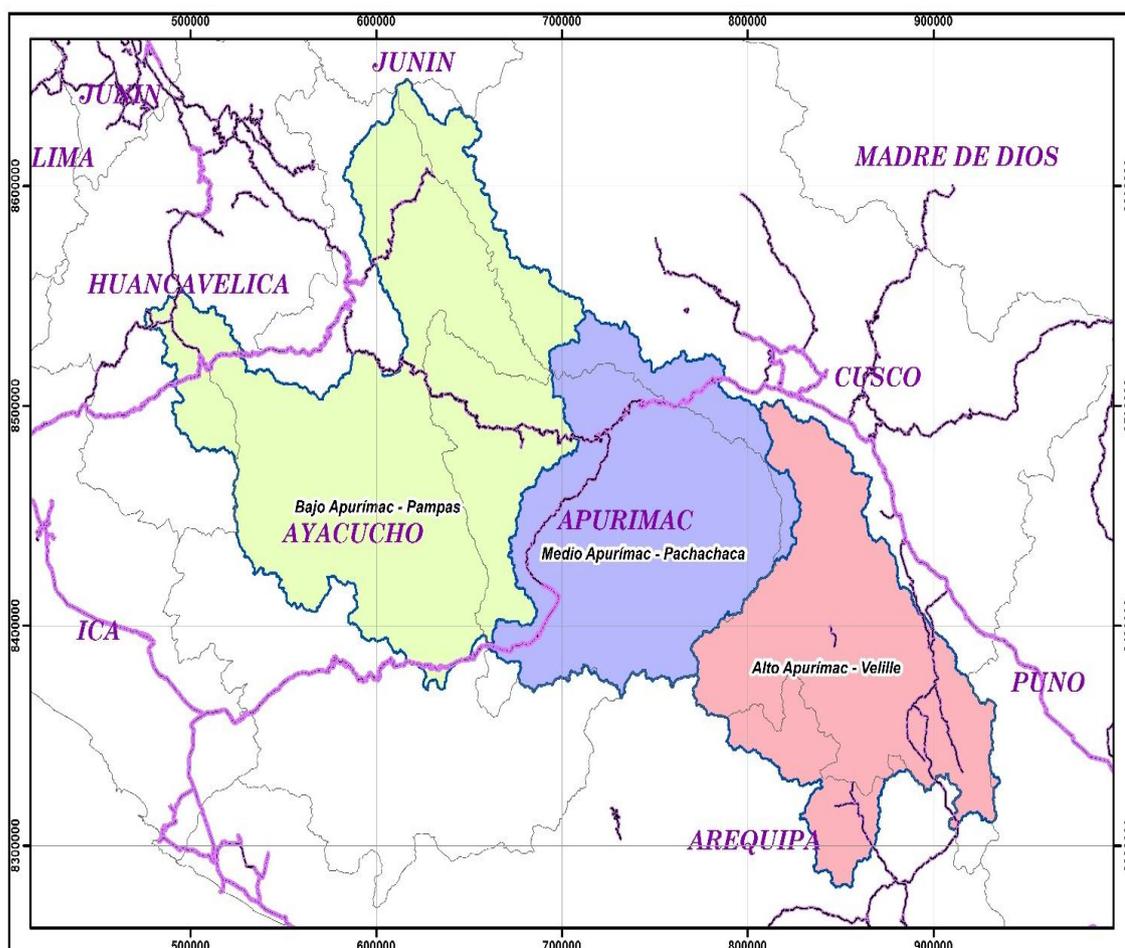


Figura 2.1. Ubicación de AAA XI Pampas Apurímac (Ubicación Administrativa)

Fuente: Autoridad Nacional del Agua (2009)

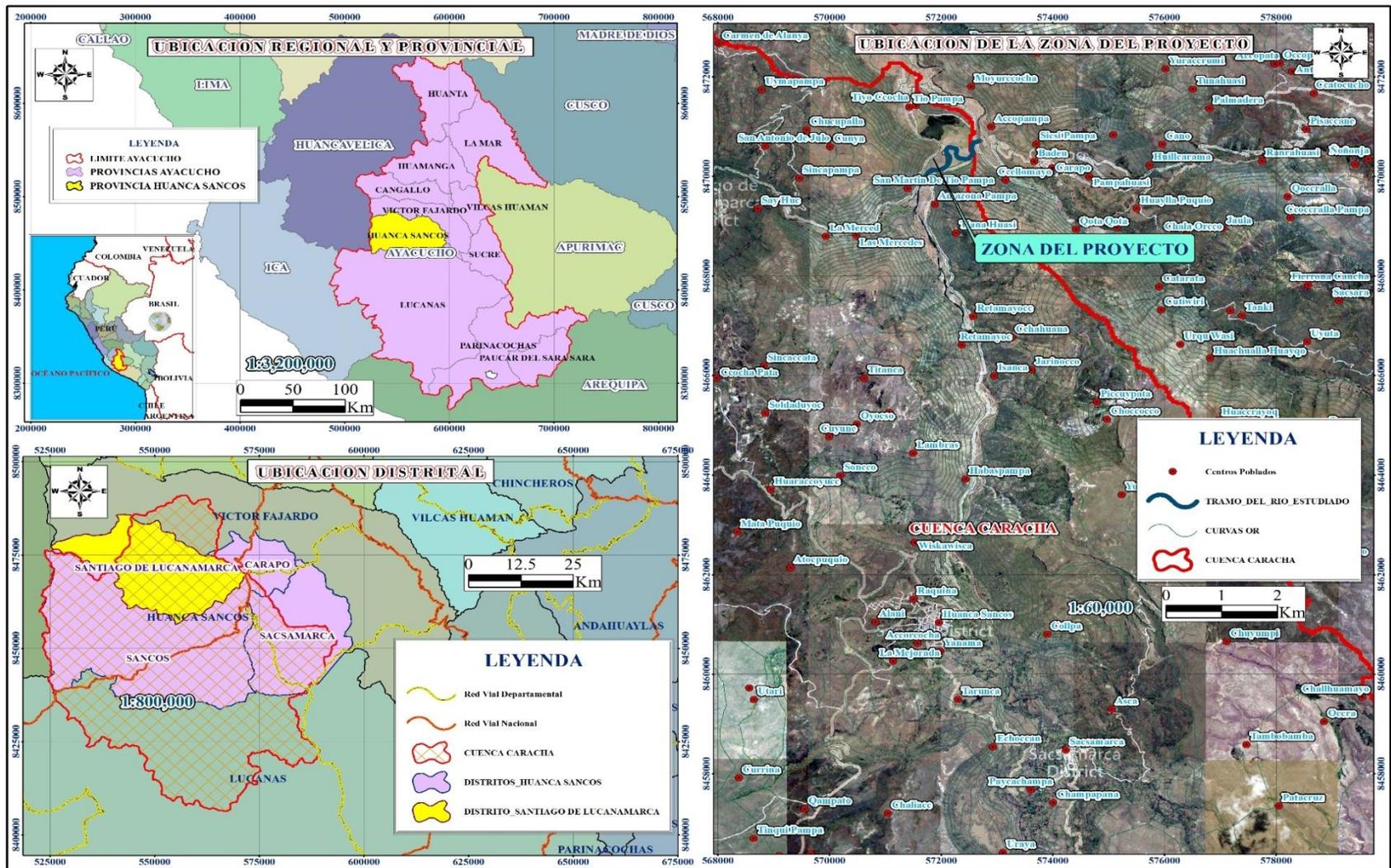


Figura 2.2. Localización de la Comunidad de San Martín de Tiopampa distrito de Santiago de Lucanamarca

2.1.5. Vías de acceso

La vía principal para arribar a la Comunidad de San Martín de Tiopampa es a través de una carretera que conecta a la capital de la región Ayacucho, (Huamanga) con la Provincia de Huanca Sancos.

Tabla 2.2. Vías de acceso

Tramo	Tipo de Vía	Distancia (km)	Tiempo (h)
Ayacucho -Toccto	Carretera Asfaltado	36.00	0.80
Toccto - Condorccochoa	Carretera Asfaltado	15.00	0.30
Condorccochoa - Pomabamba	Carretera Asfaltado	34.50	0.80
Pomabamba - San Martín de Tiopampa	Carretera Asfaltado	52.60	1.10

2.2. Materiales y equipos

2.2.1. Materiales

- Pintura esmalte color rojo ocre.
- Estacas.
- Cuaderno de campo.
- Papel bond.
- Material bibliográfico.
- Base de datos como planos catastrales urbanos, cartas nacionales, etc.

2.2.2. Equipos

- Wincha de 50 m -flexómetro de 5 m.
- Machete.
- Estación total.
- Jalones.
- Primas.
- Miras.
- GPS.
- Cámara fotográfica.
- Software: Google Earth, ArcGIS 10.5, Global Mapper 18, Hec Hms 4.2.1, WMS 9.1, Hyfran, Iber, AutoCAD Civil 3D 2018, Hojas de Cálculo etc.

2.3. Metodología

La ruta de procedimiento que se desarrolló en el presente trabajo de investigación se aprecia en la figura 2.3.

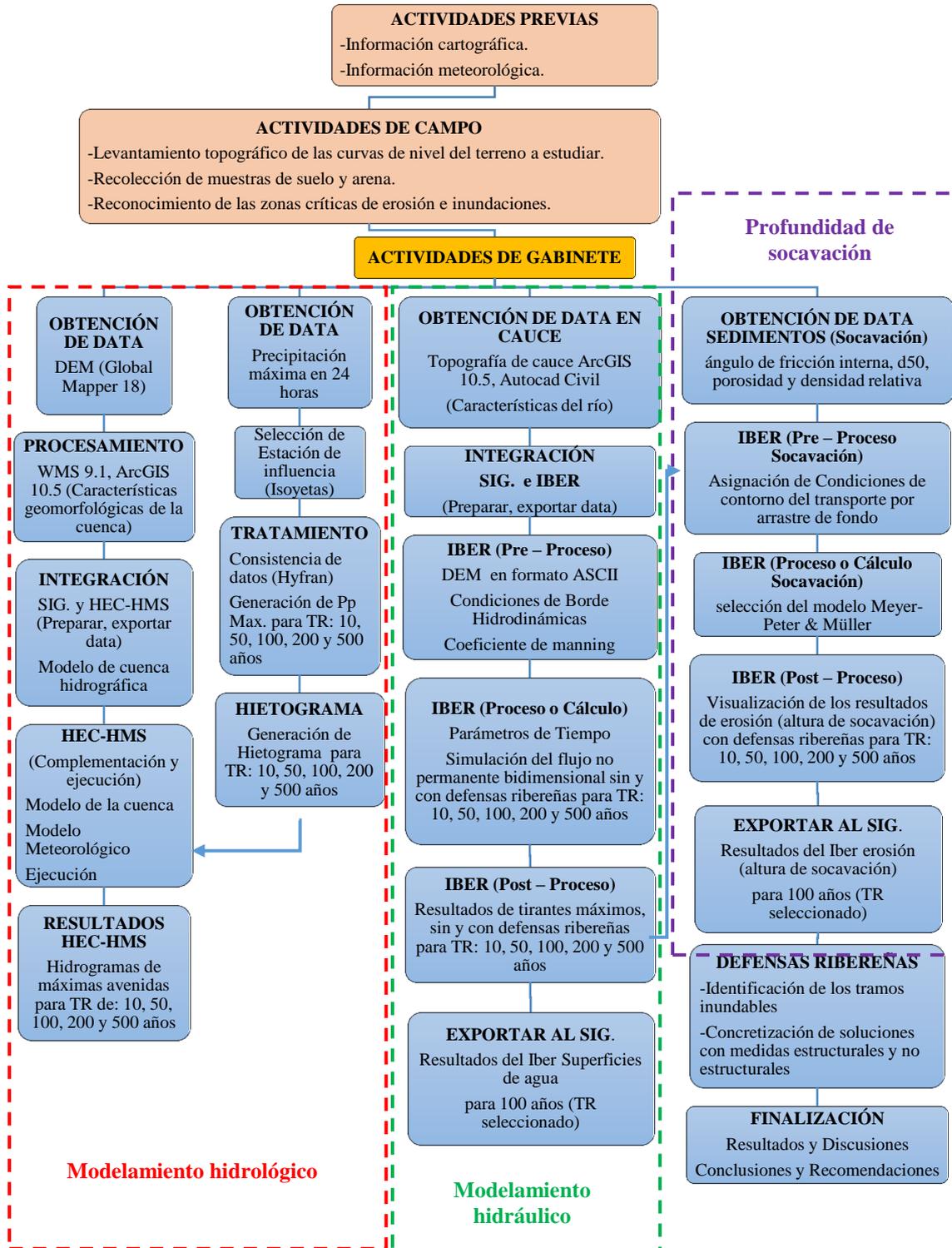


Figura 2.3. Flujograma de la metodología

2.3.1. Actividades previas

- **Información cartográfica:** La información cartográfica se obtuvo en el formato (shp) en una escala de 1: 100.000 del Ministerio de Educación del Perú. También se obtuvo información en forma de puntos y curvas de nivel a partir de coordenadas UTM con la ayuda del software Google Earth pro, Global Mapper 18 y WMS 9.1.
- **Información meteorológica:** La información se obtuvo a partir de los datos de referencia meteorológicos necesarios para ver el comportamiento de la escorrentía máxima en la cuenca hidrográfica, y para el desarrollo de esta tesis, los datos meteorológicos fueron registros de precipitación del Servicio Meteorológico e Hidrológico Nacional (SENAMHI) y del Servicio Nacional de Aguas. Autoridad (ANA).

Para realizar este trabajo se obtuvo información de un total de 5 estaciones en las cuencas hidrográficas del Río Grande y la cuenca hidrográfica del río Pampas.

Tabla 2.3. Estaciones de registro cercanas a la zona de estudio

Nombre de Estación	Cuenca hidrográfica	Coordenadas UTM			Ubicación Política		
		Este	Norte	Altitud	Región	Provincia	Distrito
Huanca Sancos	Pampas	571991.07	8461358.51	3440.00	Ayacucho	Huanca Sancos	Sancos
Huac-Huas	Grande	506415.77	8437680.41	3180.00	Ayacucho	Lucanas	Huac-Huas
Chilcayoc	Pampas	637596.89	8464893.65	3400.00	Ayacucho	Sucre	Chilcayoc
Vilcas	Pampas	615248.94	8490912.84	3656.00	Ayacucho	Vilcas	Vilcas
Huamán	Pampas	584004.06	8383558.37	3354.00	Ayacucho	Huamán	Huamán
Lucanas	Pampas	584004.06	8383558.37	3354.00	Ayacucho	Lucanas	Lucanas

2.3.2. Actividades de campo

a) Topografía de la zona en estudio

Se efectuó el levantamiento topográfico a lo largo del río, seccionamiento cada 20 metros a lo largo del cauce y todas las zonas inundables a lo largo de los márgenes del río Caracha en la Comunidad de San Martín de Tiopampa.

b) Toma de muestra de terreno

Para determinar el tipo de material, el tamaño de grano y la capacidad de carga del suelo, se tomaron muestras de suelo y arena, a partir de las cuales se pudo sugerir el tipo de infraestructura de protección contra inundaciones.

c) Identificación de tramos de riesgo por inundación

En la Comunidad de San Martín de Tiopampa se ha reconocido la erosión crítica y las llanuras aluviales del río Caracha.

2.3.3. Actividades de gabinete

Después de la información recopilada durante las actividades anteriores y con la disposición de los materiales, seguidamente se procedió a elaborar el proyecto para demostrar los objetivos.

2.3.3.1. Determinación de los parámetros geomorfológicos de la cuenca Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

a) Delimitación de la cuenca Caracha y de las subcuencas

En esta etapa se realizó la delimitación de la cuenca y subcuencas utilizando el programa Google Earth, Global Mapper 18, WMS 9.1 y Arcgis 10.5.

Procedimiento:

- En Google Earth dibujamos un polígono de la zona de realizar la delimitación de la Cuenca Caracha.
- Le damos un nombre al polígono; una aparece en la ventana izquierda, luego lo guardamos en formato KMZ (es indiferente la opción de coordenada cuando guardamos el archivo KMZ).
- Abrimos Global Mapper / Configuration/ Projection / UTM / buscamos la zona geográfica -18 (78°W - 72°W - Southern Hemisphere), Luego OK.
- Abrimos el archivo KMZ open data files / buscamos ícono parecido al google earth - ASTER GDEM v2 Worldwide Elevation Data (1 arc-second Resolution) / Connect.
- File/ Export / Export Elevation Grid Format / de la lista elegimos el formato DEM/ luego de ok, saldrá la ventana guardar como.
- Abrimos WMS 9.1, editamos las unidades - Área en kilómetros cuadrados, distancia en metros/ OK. Luego Open, buscamos el DEM guardado / por defecto OK.

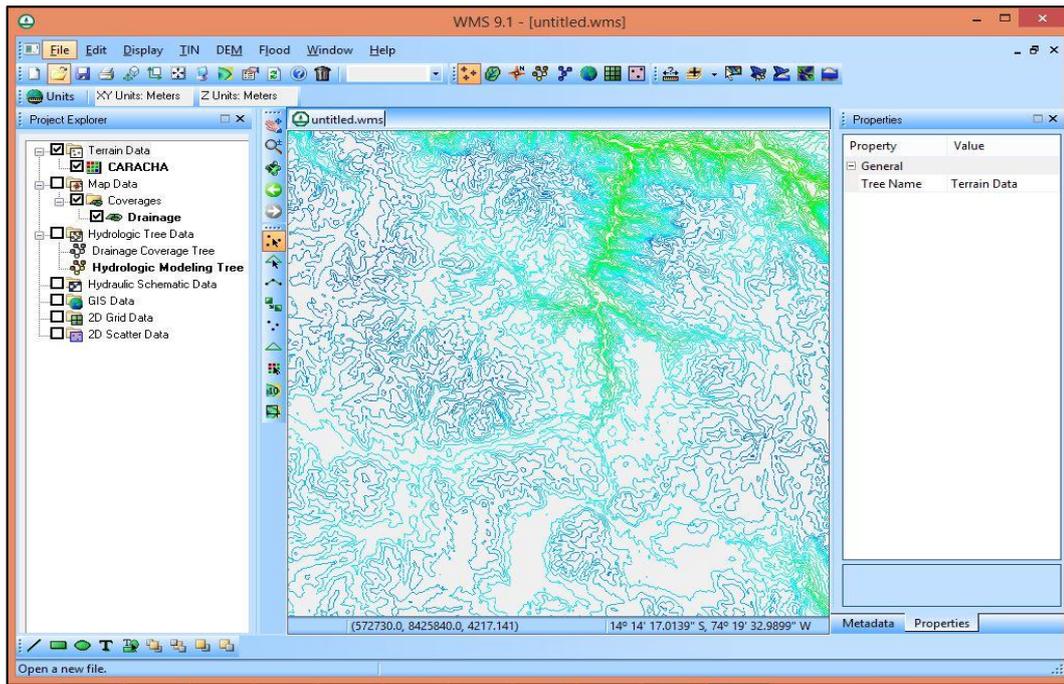


Figura 2.4. Modelo digital de elevación en el programa WMS 9.1

- Afinamos contornos en Contour options.
- Activamos el factor de drenaje (es como una hojita) Se activó la primera opción del comando DEM / Compute Flow Direction/Accumulation.
- Luego aparecen 3 ventanas, le damos OK a ambas, en la tercera ventana sólo Close.

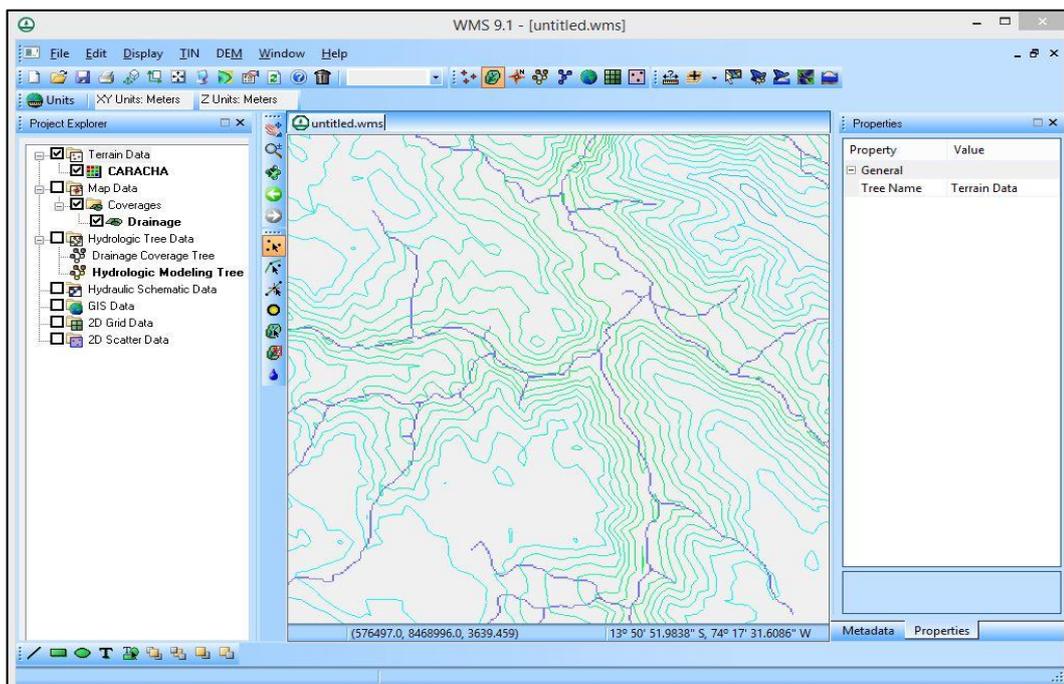


Figura 2.5. Red de drenaje

- Ubicamos el punto de salida en este caso puente Carapo utilizando el comando Create outlet point (es un punto amarillo), le damos clic en una línea de la red de drenaje / DEM / Delineate Basins Wizard y en la ventana que aparece hacemos clic en en Delineate Watershed / Close; que finalmente generamos la Cuenca Caracha.

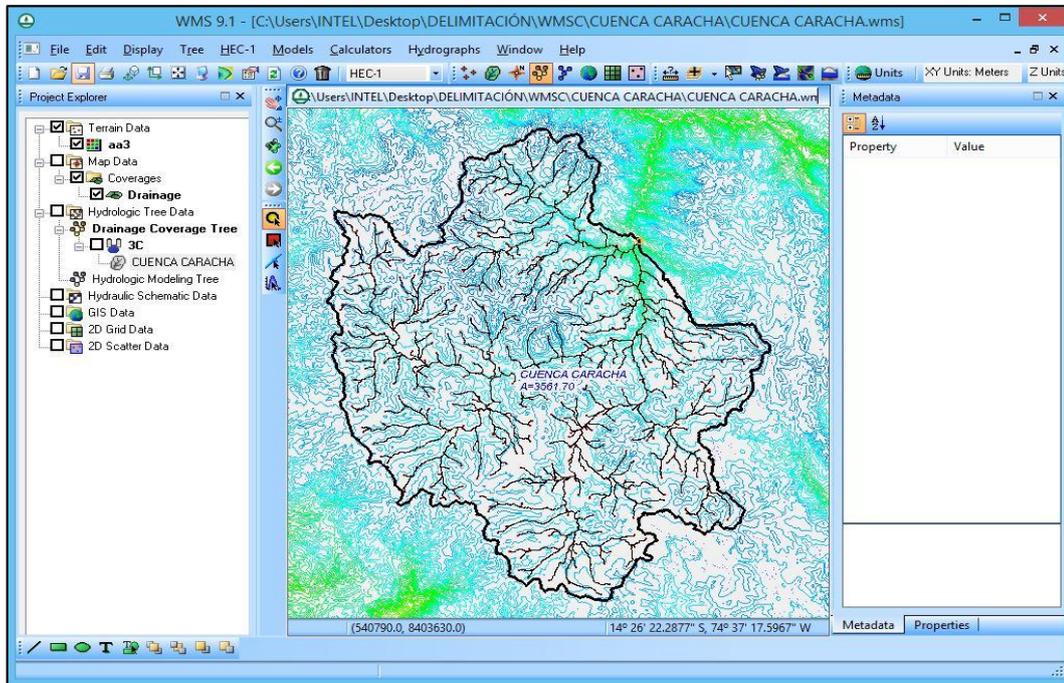


Figura 2.6. Cuenca delimitada

- Para segmentar o discretizar las Subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipalcca y Tiyo Ccocha), ubicamos el punto de salida en este caso punto de aforo o división de las Subcuencas en mención utilizando el comando Create outlet point (es un punto amarillo) y seguimos todos los pasos detallados anteriormente solo teniendo en cuenta que para delimitar la cuenca en subcuencas, se empieza de aguas abajo, hacia arriba.

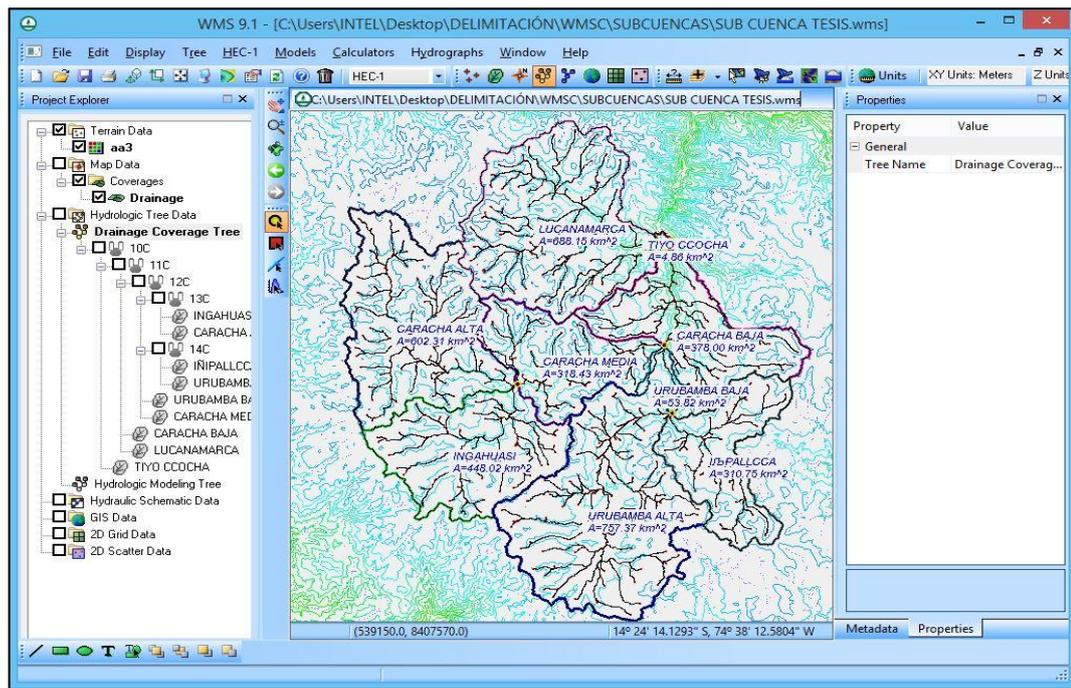


Figura 2.7. Discretización de subcuencas

- Exportamos la cuenca Caracha y sus subcuencas a un formato shapefile, para tal fin en la opción File seleccionar Save As / de la lista tipo elegimos el formato Shapefiles(*.shp).
- Finalmente, con el programa Arcgis configuramos los mapas temáticos de la cuenca y subcuencas, los cuales nos ayudaron a obtener los parámetros geomorfológicos.

b) Obtención de áreas parciales de la cuenca Caracha y de las subcuencas

Se desarrolló “la obtención de las áreas parciales de la cuenca y subcuencas” utilizando el programa Arcgis 10.5; teniendo ya la cuenca y subcuencas delimitadas partimos desde formato raster de la cuenca Caracha y las subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipallcca y Tiyo Ccocha).

Procedimiento:

- Reclasificamos las áreas parciales utilizando el comando Arctoolbox /Spatial Analyst Tools / Reclass /reclassify. Donde dividimos en diferentes intervalos de altitudes y subareas para la cuenca Caracha y las subcuencas mencionadas.
- Obtenemos datos de las áreas parciales utilizando el comando Arctoolbox / Spatial Analyst Tools / Zonal / Zonal Statistics. Donde obtenemos los datos generados.

c) Obtención de los parámetros geomorfológicos

Se desarrolló la generación de los parámetros geomorfológicos de la cuenca y subcuencas utilizando el excel; teniendo ya la cuenca y subcuencas delimitadas, los datos de áreas parciales y otros parámetros como el área y perímetro de la cuenca Caracha y las subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipallcca y Tiyo Ccocha).

Procedimiento

- **Área de la cuenca.** Este parámetro se determinó con la ayuda del programa WMS 9.1 y Arcgis 10.5.
- **Perímetro de la cuenca.** Este parámetro se obtuvo con la ayuda del programa WMS 9.1 y Arcgis 10.5.
- **Índice de gravelius.** Para la obtención de este parámetro se calculó con la ecuación 1.2.
- **Rectángulo equivalente.** Este parámetro se obtuvo con las ecuaciones 1.3 y ecuaciones 1.4.
- **Factor forma.** Este parámetro se obtuvo con la ecuación 1.1.
- **Perfil longitudinal del río.** Este parámetro se obtuvo con la ecuación 1.6.
- **Densidad de drenaje.** Este parámetro se obtuvo con la ecuación 1.9.
- **Densidad de corriente.** Este parámetro se obtuvo con la ecuación 1.8.
- **Tiempo de concentración.** Se calculó con el método de Kirpich tal como se detalló en la tabla 1.2.
- **Índice de pendiente.** Este parámetro se obtuvo con la ecuación 1.7.
- **Pendiente de la cuenca.** Este parámetro se obtuvo con la ecuación 1.5.

2.3.3.2. Estimación de caudales máximos de diseño y tirantes máximos para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

a) Elaboración de curva número de la cuenca Caracha y de las subcuencas

Se desarrolló la obtención de curva número de la cuenca y subcuencas utilizando el programa Arcgis 10.5 y Hec GeoHMS; teniendo ya la cuenca y subcuencas delimitadas, los tipos de suelo y cobertura vegetal de la cuenca Caracha y las subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipallcca y Tiyo Ccocha).

Procedimiento

- Construimos “el mapa del tipo hidrológico del suelo según la metodología SCS. Con base en las características de permeabilidad, asignamos un tipo que va desde A a D”.
- Construimos “el mapa de uso del suelo o cobertura vegetal de acuerdo con la curva número para los complejos hidrológicos de cobertura del suelo (para la condición de humedad antecedente II e $Ia = 0.2S$)” según lo dado por Máximo Villón.
- Insertamos “los shapefiles de usos o cobertura vegetal y tipos de suelo en Arcgis. Esto creó un shapefile de polígonos, llamado CN_polyf, en el cual cada polígono tiene una combinación única de tipo y uso de cobertura de suelo o vegetación, para tal fin se utilizó el comando Arctoolbox / Analysis Tools / Overlay / Union y seleccionamos las capas de suelo_CN y Cobertura_V_CN y guardamos con la capa CN_polyf”.
- Creamos y rellenamos “los siguientes campos en la tabla de atributos del CN_polyf: SoilCode, Pcta, Pctb, Pctc, Pctd y Landuse. El primero (SoilCode) es el código para detectar el tipo de suelo, los cuatro siguientes indican el porcentaje de cada tipo de suelo y el último es un código para indicar el suelo o cobertura vegetal”.
- creamos la tabla con: create table, “poner así en buscador” con el nombre de cnlookup y agregar en la tabla de atributos luvalue.
- Calculamos el raster de la curva número con el HECGeoHMS. Para efectuar este paso se instaló la extensión HECGeoHMS. Elegimos la opción “Utility seguida de Generate CN Grid. Luego se abrió una ventana en la que se ingresó el modelo de elevación digital corregido (en este caso llamado raster fill), primero se crearon la forma CN_polyf y la tabla cnlookup; finalmente, guardamos el archivo de salida como CNraster”.
- Verificamos la tabla de atributos de la forma CN_polyf y observamos una nueva columna llamada CN.
- En último lugar, se cortó la curva número para cada subcuenca del shape CN_polyf con respecto a las subcuencas, obteniendo así la curva número de cada una de ellas.

b) Obtención de Parámetros HEC-HMS en subcuencas y en ríos

Procedimiento

- Se desarrolló la obtención de los parámetros HEC-HMS en subcuencas y en ríos utilizando el excel; teniendo ya los parámetros geomorfológicos de la cuenca

Caracha y las subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipallcca y Tiyo Ccocha).

c) Registro y generación de precipitación máxima en 24h (mm) para la cuenca Caracha

No existen estaciones de precipitación en el área de influencia de las cuencas de los ríos Caracha, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba, Iñipallcca y Tiyo Ccocha, por lo que se tomaron en cuenta 5 estaciones de precipitación para caracterizar la precipitación real de las subcuencas.

Procedimiento

- A partir de “la información pluviométrica se extrajeron los valores máximos de la serie temporal correspondientes a la precipitación total diaria registrada en cada estación pluviométrica”, como las estaciones meteorológicas de Huanca Sancos, Chilcayocc, HuacHuas, Vilcas Huamán y Lucanas.
- Actualmente, la precipitación promedio de 24 horas sobre la Cuenca de Caracha se determinó mediante el método de Isoyetas (ecuación 1.12) con la ayuda del programa arcgis 10.5.

d) Identificación de datos atípicos y prueba de hipótesis de precipitación máxima en 24h (mm) para cuenca Caracha

Unos valores atípicos son “los datos que son significativamente diferentes de los demás datos de la muestra. Los valores atípicos en un conjunto de datos a menudo pueden llamar la atención de los estadísticos sobre anomalías experimentales o errores en las mediciones realizadas y, por lo tanto, pueden descartarse del conjunto de datos.”

Procedimiento

- Buscamos valores atípicos, los datos atípicos han sido reemplazados por el inmediatamente inferior con una de las estaciones para que no existan datos atípicos, se obtuvieron con la ecuación 1.13 y tabla 1.3, los datos corregidos aún están sujetos a corridas de prueba, homogeneidad y estacionariedad.
- Con el programa Hyfran sometemos a “la prueba de independencia (Wald-Wolfowitz) lo que nos permite contrastar la hipótesis nula de que dos muestras independientes proceden de poblaciones con distribuciones continuas idénticas con la hipótesis alternativa de que las poblaciones difieren en algunos aspectos”, que puede ser tanto la tendencia central como cualquier otra característica.

- Con el programa Hyfran sometemos a “la prueba de estacionariedad (Kendall) que tuvo como objeto detectar una tendencia al incremento o al decrecimiento en la serie de datos”.
- Con el programa Hyfran sometemos a “la homogeneidad de prueba a escala anual (Wilcoxon)”.

e) Test de prueba de Chi-cuadrado

Hay docenas de funciones de distribución de probabilidad teóricas en estadística; y obviamente no es posible testear todos para un problema en particular, por lo que es necesario elegir uno de estos modelos, el que mejor se ajuste al problema a analizar.

Procedimiento

- Con el programa Hyfran, “realizamos una prueba de idoneidad para la función de distribución de probabilidad GEV, Gumbel, Normal, LogNormal, LogNormal con los tres parámetros Gamma y Pearson Tipo III (Método de Máxima Verosimilitud) sobre la base de la región de análisis de la Cuenca Caracha”.
- Seleccionamos “la función de distribución de probabilidad el que se adapte mejor al problema bajo análisis de Error Estándar X^2 y mediante un análisis gráfico entre estimaciones realizadas de la función de distribución de probabilidad Gumbel y Pearson tipo III que fue nuestro caso; llegando a seleccionar la función de distribución de probabilidad Gumbel”.

f) Generación de precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos de retorno y selección del período de retorno

Procedimiento

- Con el programa Hyfran “generamos las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno para la función de distribución de probabilidad GEV, Gumbel, Normal, LogNormal, LogNormal con tres parámetros, Gamma y Pearson Tipo III (Método de Max. Verosimilitud) en función del área de estudio de la Cuenca Caracha”.
- Ponderamos “las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno para la función de distribución de probabilidad de Gumbel (función de distribución de probabilidad seleccionada). Estos valores fueron previamente ponderados con el factor $R = 1.13$ ”.

- Seleccionamos “el periodo de retorno para la planificación de una obra, para ello fue necesario tener en cuenta la relación entre la probabilidad de superación de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de avería permisible, dependiendo de este último de factores económicos, sociales, técnicos y otros, se obtuvieron de la ecuación 1.51, tablas 1.7. y 1.8”.

g) Obtención de curvas intensidad - duración – frecuencia

Procedimiento

- Se desarrolló la creación de la curva IDF con el método de Dyck Peschke (ecuación 1.56) utilizando el excel; teniendo ya ponderado las precipitaciones máximas en 24 horas para la función de distribución de probabilidad seleccionada.

h) Obtención de Hietogramas de diseño

Procedimiento

- Se desarrolló la generación de la curva Hietogramas de diseño utilizando el excel; a partir de las curvas IDF generadas anteriormente, mediante el bloque alterno.

i) Obtención de caudales máximos

Se efectuaron la obtención de caudales máximos utilizando el programa HEC-HMS; teniendo ya los parámetros HEC-HMS en ríos y subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipalcca y Tiyo Ccocha).

Procedimiento

- Ingresamos datos de la cuenca primero el gráfico exportamos de formato shp que se generó al delimitar la cuenca y valores de los parámetros HEC-HMS en ríos y subcuencas utilizando la opción (Basin Models).
- Ingresamos los datos del hietograma de diseño utilizando la opción (Time-Series Data).
- Establecemos el modelo meteorológico utilizando la opción (Meteorologic Models)
- Especificamos el formato de salida de resultados utilizando la opción (Control Specifications).
- Configuramos o seleccionamos para computar cada periodo de retorno utilizando la opción Compute / Similation Runs.

- Obtenemos los resultados al computar para cada periodo de retorno y para ver los resultados utilizamos la opción Results / Simulation Runs. En donde apreciamos los hidrogramas para periodos de retorno de 10, 50, 100, 200 y 500.

j) Calibración del caudal método directo (método de huellas)

Se ha obtenido el caudal promedio identificado huellas de las máximas avenidas del río Caracha con ello se garantiza la calibración del valor medio de los resultados obtenidos mediante el modelamiento hidrológico.

Procedimiento

- Definimos la rugosidad del río en estudio (zona proyectada).
- Calculamos la pendiente del río en estudio (zona proyectada).
- Identificamos secciones donde se realizó el cálculo del caudal mediante método directo.
- Calculamos el caudal máximo promedio por el método directo (método de huellas).

k) Generación de curvas de nivel de la zona de estudio

Se efectuaron la generación de las curvas de nivel utilizando el programa AutoCAD Civil 3D; teniendo ya los puntos topográficos que se obtuvieron en el levantamiento topográfico.

Procedimiento

- Procesamos los datos topográficos.
- Trazamos las curvas de nivel con equidistancia de entre las curvas 5.00 metros para las curvas principales y cada 1.00 metros para las curvas secundarias.

l) Generación del modelo digital de elevación en formato TIN de la zona de estudio

Se efectuaron la generación del modelo digital de elevación en formato TIN utilizando el programa Arcgis; teniendo ya las curvas de nivel.

Procedimiento

- Llevamos las curvas de nivel generadas al programa arcgis.

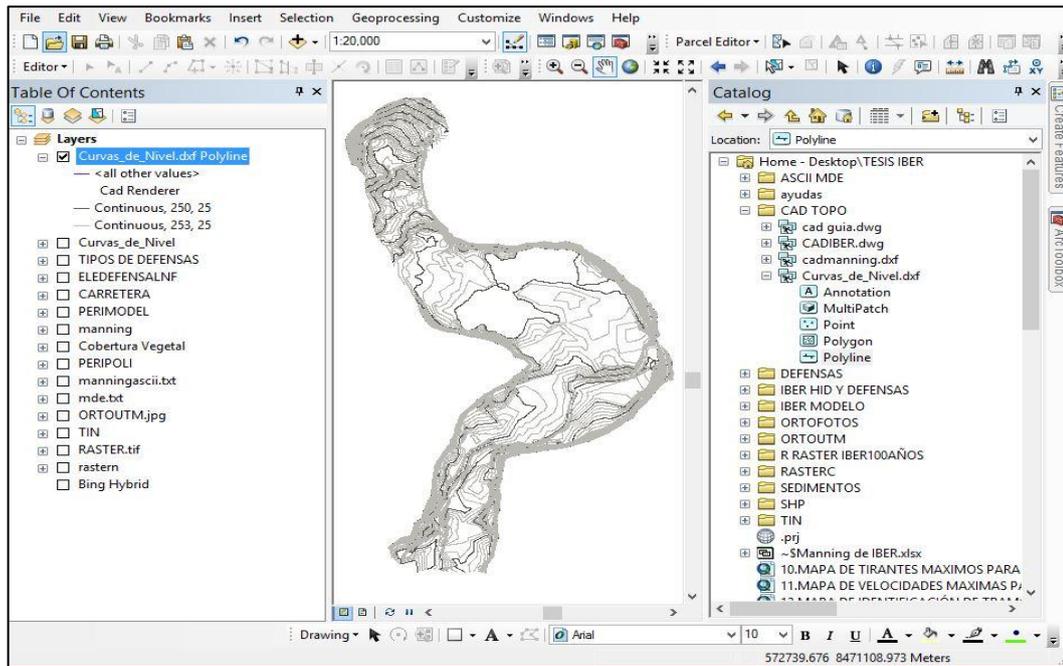


Figura 2.8. Exportación de curvas de nivel de AutoCAD a Arcgis

- Convertimos “el formato vectorial a TIN y tenemos la opción de convertir un archivo vectorial a formato TIN la tenemos en la caja de herramientas de conversión ArcToolbox / 3D Analyst Tools / Data Management / TIN / Create TIN”.
- Cortamos “el TIN según la zona de estudio y la opción para cortar un archivo TIN la tenemos en la caja de herramientas de conversión ArcToolbox / 3D Analyst Tools / Data Management / TIN / Edit TIN”.

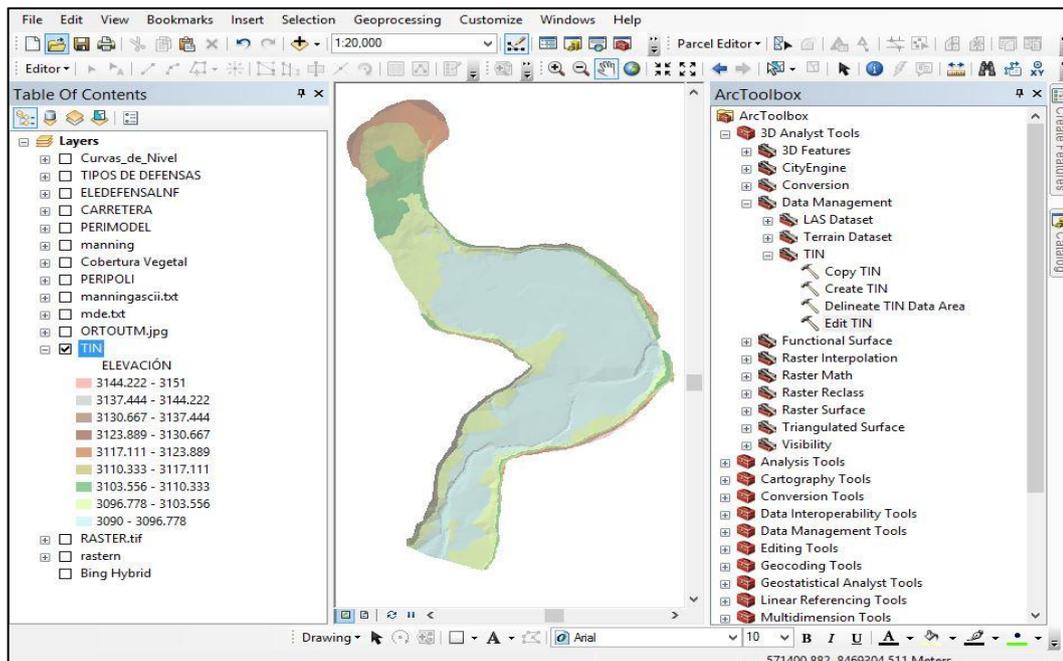


Figura 2.9. Conversión de curvas de nivel a formato TIN y su corte según la zona de estudio

m) Generación del modelo digital de elevación en formato ASCII de la zona de estudio

Se efectuaron la generación del modelo digital de elevación en formato ASCII utilizando el programa Arcgis; teniendo ya el TIN.

Procedimiento

- Convertimos “el formato TIN a RASTER y la opción para convertir un archivo TIN a formato RASTER la tenemos en la caja de herramientas de conversión ArcToolbox / 3D Analyst Tools / Conversion / From TIN / TIN to Raster y la guardamos con el nombre de RASTER.tif”.

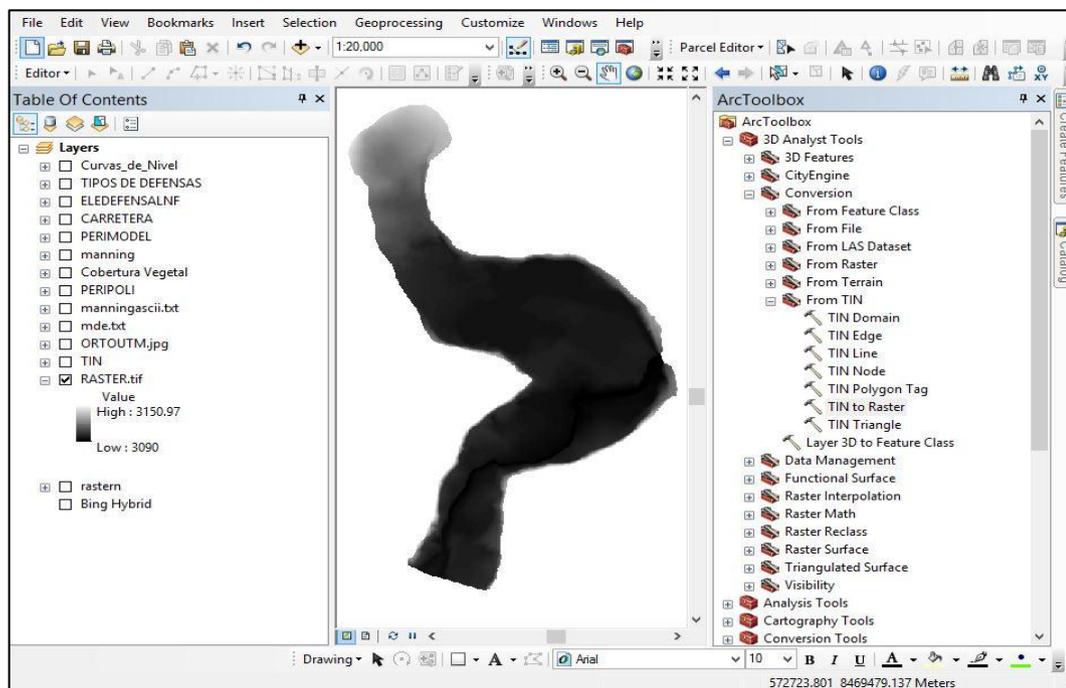


Figura 2.10. Conversión de TIN a RASTER de las curvas de nivel

- Convertimos “el formato RASTER a ASCII y la opción para convertir un archivo RASTER a formato ASCII la tenemos en la caja de herramientas de conversión ArcToolbox / Conversion Tools / From Raster / Raster to ASCII”.

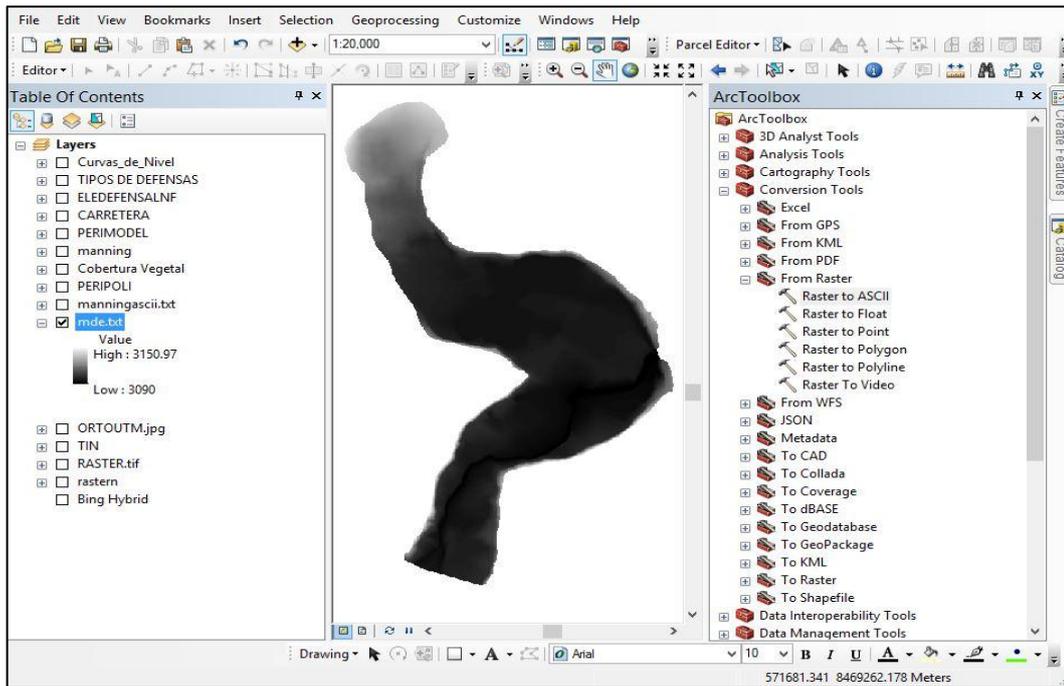


Figura 2.11. Conversión de RASTER a ASCII de las curvas de nivel

n) Generación de coeficiente de manning en formato ASCII de la zona de estudio

Para poder efectuar una asignación automática de la rugosidad en Iber fue obligatorio hacer un proceso consistente las cuales primeramente se efectuaron la asignación de rugosidad de manning de acuerdo al diámetro del lecho evaluado (estudio de mecánica de suelos con fines de protección) y el uso de suelo del área de estudio la cual se hizo con el programa arcgis.

Procedimiento:

- Se obtuvo el coeficiente de manning del cauce (río) de acuerdo al diámetro del lecho evaluado que en este caso fue el río uno de las zonas según el uso de suelo.
- Creamos “un shapile de polígonos con la demarcación de las diferentes regiones de rugosidad (diferentes datos de manning) para la zona del proyecto”.

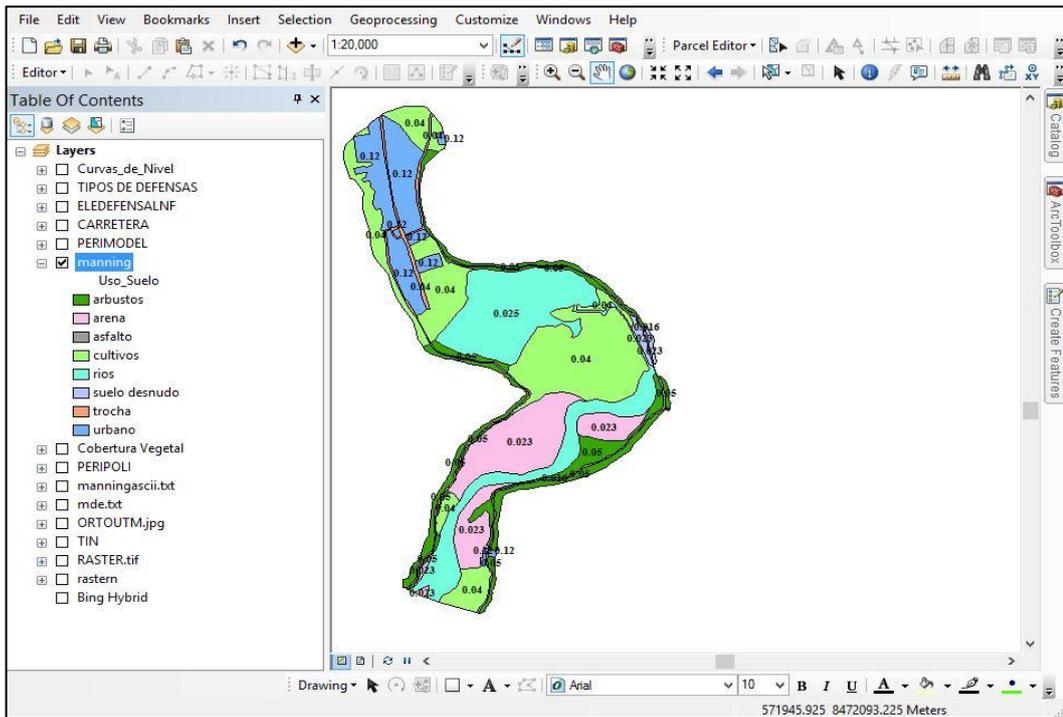


Figura 2.12. Creación de polígonos de coeficiente de Manning para la zona de estudio

- Convertimos “el formato vectorial a raster y la elección para convertir un archivo vectorial a formato raster la obtenemos en la caja de herramientas de conversión ArcToolbox / Conversion Tools / To Raster / Polygon To Raster”.

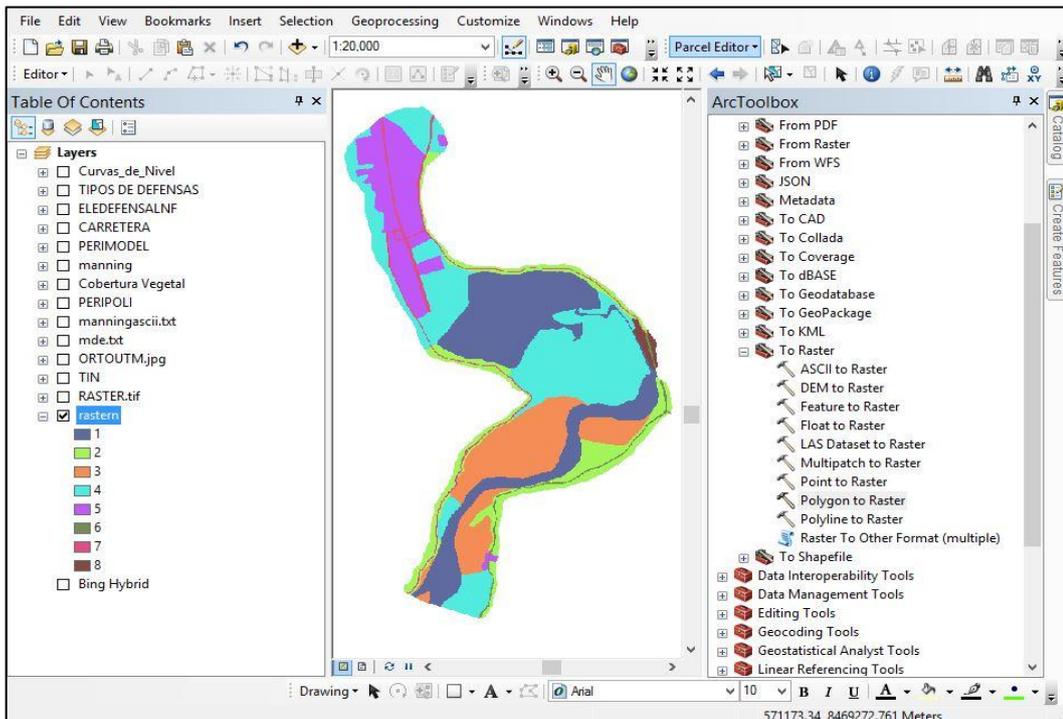


Figura 2.13. Conversión de shape a RASTER el coeficiente de Manning

- Una vez que obtenemos la información de la rugosidad en formato raster, “hemos transformado a un formato factible con Iber, en otras palabras, a formato ASCII y la elección la tenemos en ArcToolbox / Conversion Tools / From Raster / Raster to ASCII y la guardamos con el nombre de manningascii”.

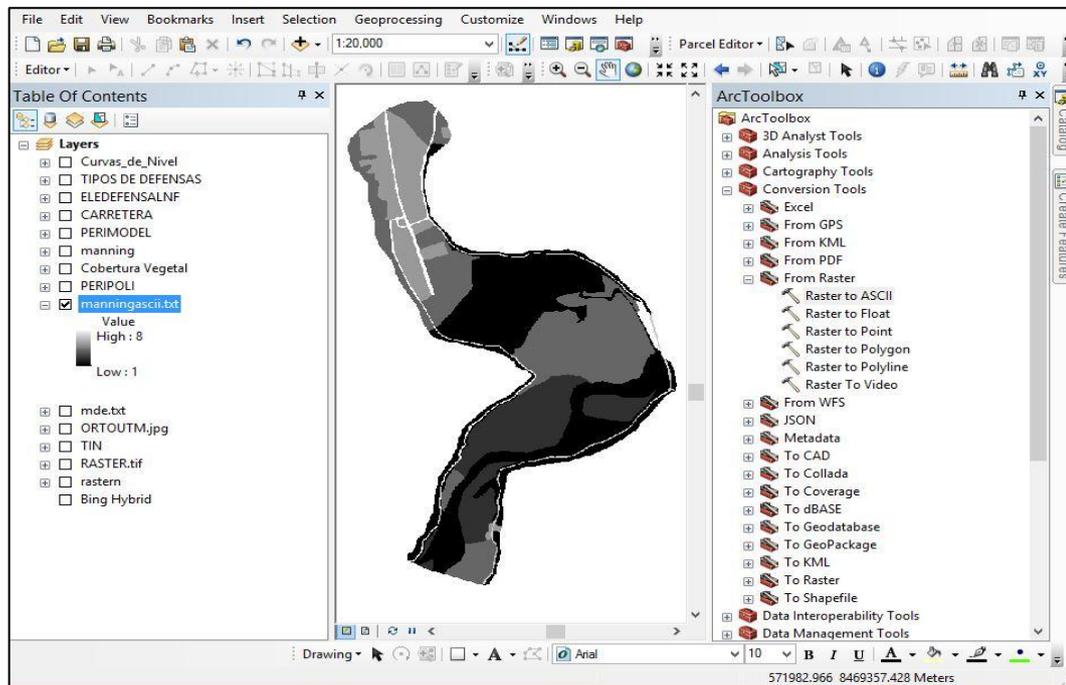


Figura 2.14. Conversión de RASTER a ASCII el coeficiente de Manning

- Luego fue “generar el archivo .csv obligatorio para efectuar la asignación automática de la rugosidad en Iber. Para hacerlo abrimos un nuevo archivo de Excel donde escribimos lo siguiente”:

Fila 1 – Columna A: Id

Fila 1 – Columna B: Class_Names

Fila 2 – Columna A: Valor de Id

Fila 2 – Columna B: Nombre del uso de suelo según que le designa (en inglés).
rellenando los datos sucesivamente; las 8 clases.

En principio Iber permitió “fijar los usos de suelo del archivo .csv tanto en español como en inglés, pero en español suele dar molestias por lo que se exhorta nombrarlo en inglés. Así mismo se recomienda asignar nombres cortos sin gráficos numéricos o símbolos (acentos etc.) y sin separaciones por espacio”s.

Una vez completada la tabla, guardamos el archivo Excel como archivo “CSV (delimitado por comas) (manningascii.csv)”.

Es importante tener en cuenta que debemos guardarlo en la misma ubicación que el archivo .txt y con igual nombre.

o) Obtención de tirantes máximos

Se efectuaron la obtención de tirantes máximos utilizando el programa IBER; “teniendo ya los Datos de Elevación en Formato ASCII, guardados en Formato TXT” y los Hidrogramas de Caudales generados anteriormente con el programa HEC HMS para cada periodo de retorno en análisis.

Procedimiento

Pre – Proceso

- Asignamos Elevación (DEM) desde Archivo Formato ASCII y generamos la malla de cálculo. Se accedió desde la pantalla principal de IBER menú Herramientas Iber / RTIN / buscamos el archivo Datos de Elevación en Formato ASCII, luego importamos como malla y agregamos los parámetros requeridos.

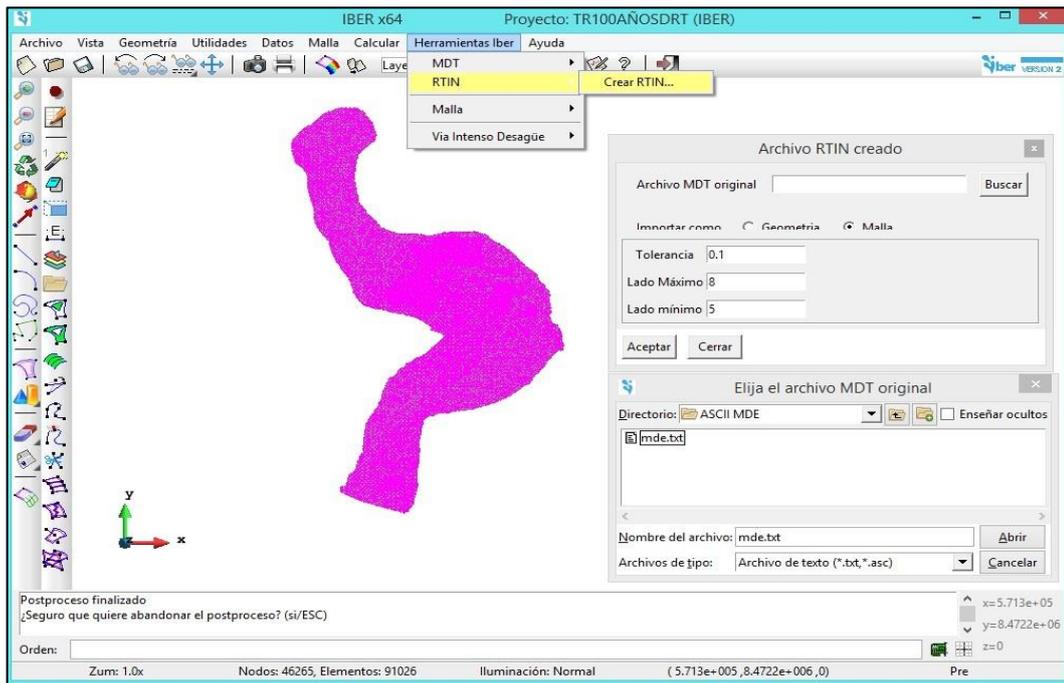


Figura 2.15. Generación de la malla desde el DEM

- Asignamos las Condiciones de Borde Hidrodinámicas (Condiciones Iniciales). Se accedió “a partir de la pantalla principal de IBER, desde el menú Datos / Hidrodinámica / Condiciones Iniciales” donde asumimos una condición calado 0.0.

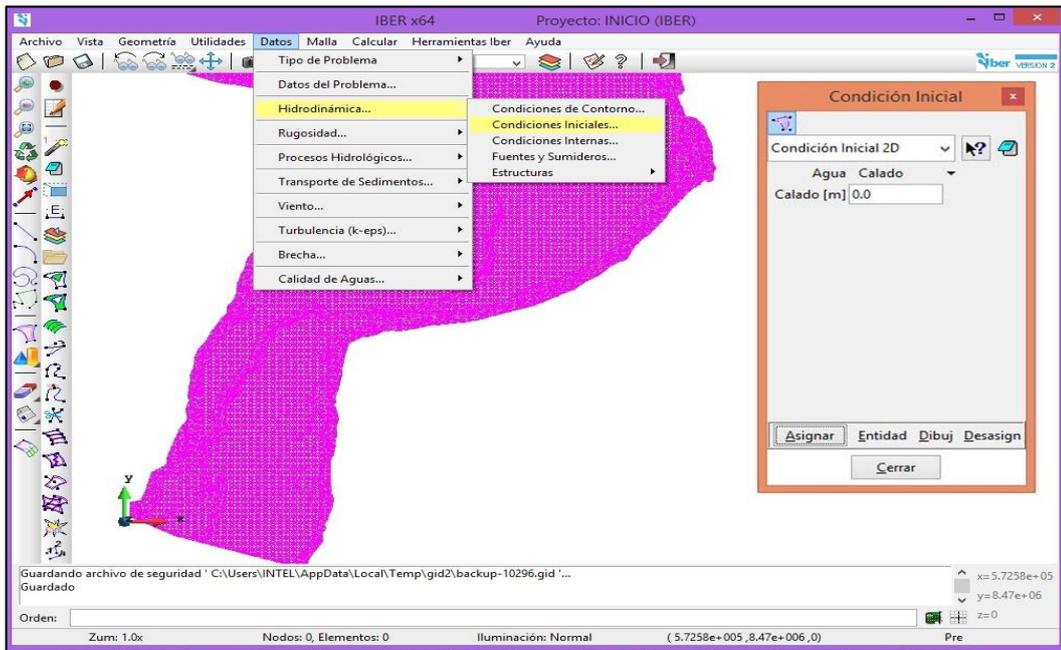


Figura 2.16. Asignación de las Condiciones Hidrodinámicas (Condiciones Iniciales)

- Asignamos “las Condiciones de Borde Hidrodinámicas (Condiciones de Contorno). Se accedió de la pantalla principal de IBER, desde el menú Datos / Hidrodinámica / Condiciones de Contorno donde para las Condiciones de Contorno de Entrada 2D (aguas arriba) del fluido en IBER, se efectuó ingresando un caudal total, para esta simulación se tomó como el régimen crítico/subcrítico, luego los parámetros (tiempo-caudal) que son las hidrogramas de caudales que fueron analizados para distintos periodos de retorno”.

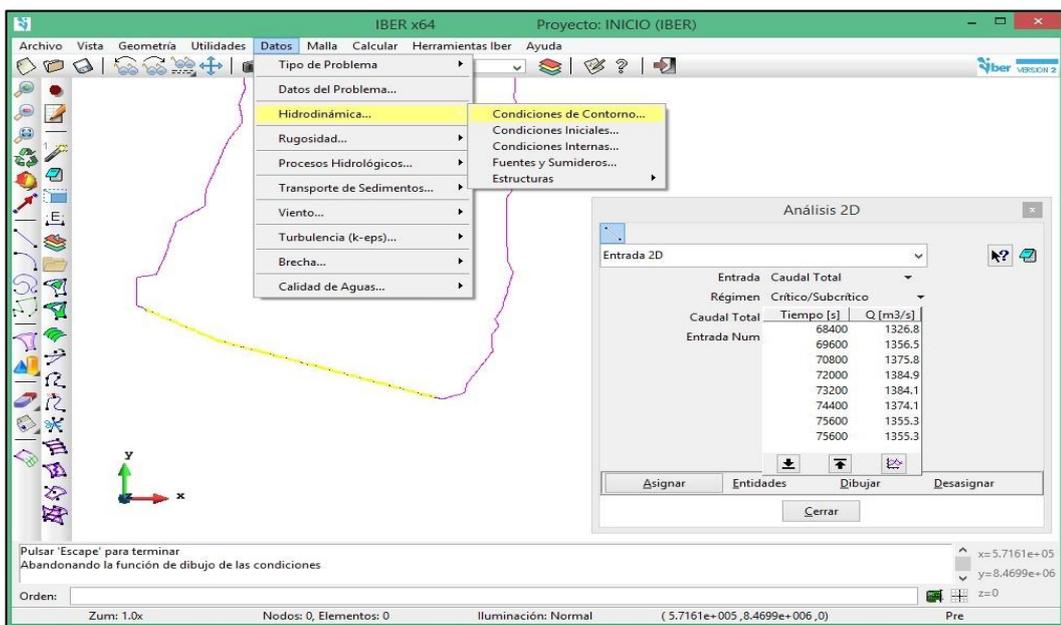


Figura 2.17. Condiciones hidrodinámicas (Condiciones de Contorno) de entrada

- Asignamos “las Condiciones de Borde Hidrodinámicas (Condiciones de Contorno). Se accedió de la pantalla principal de IBER, desde el menú Datos / Hidrodinámica / Condiciones de Contorno donde para las Condiciones de Contorno de Salida 2D (aguas abajo) del fluido en IBER, se consideró para nuestro modelamiento el régimen supercrítico/crítico, que son analizados para diferentes periodos de retorno”.

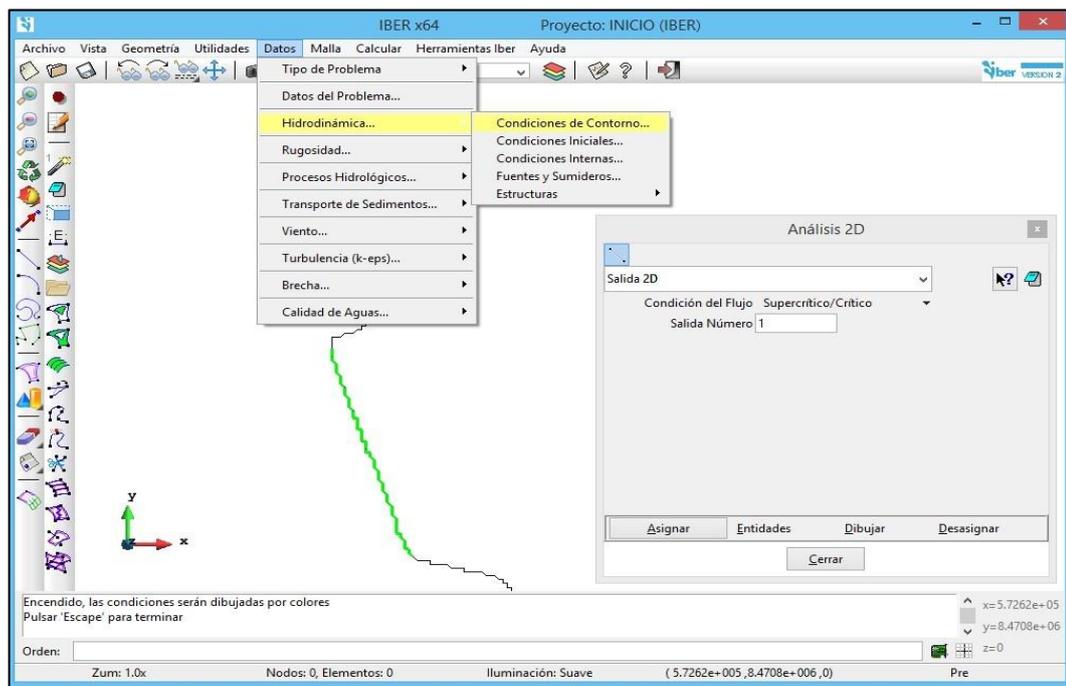


Figura 2.18. Condiciones Hidrodinámicas (Condiciones de Contorno) de salida

- Agregamos y modificamos algunos Usos del Suelo (Rugosidad). Los usos de suelo que asignamos existen en la base de datos de Iber. En nuestra situación como el uso de suelo tipo río (0.025), arbustos (0.05) como suelo desnudo (0.023) ya existían; sin embargo, el uso de suelo tipo arena (0.230), cultivos (0.040), urbano (0.120), asfalto (0.016) y trocha (0.023) no, así que hemos dado de alta. Abrimos el Modelo y elegimos la opción de rugosidad por usos de suelo “Datos / Rugosidad / Uso del Suelo” Creamos un nuevo uso pulsado en el icono Nuevo Uso del Suelo y definimos su nombre. Fue muy significativo tener en cuenta que el nombre sea igual al que asignamos en el archivo manningascii.csv. En este caso lo mencionamos “arena” e introducimos el valor de Manning (0.230) y grabamos los datos pulsando en “Actualizar cambios”; de esa manera se ha realizado para los demás usos de suelo de cultivos, urbano, asfalto y trocha; cerramos la ventana y guardamos el proyecto.

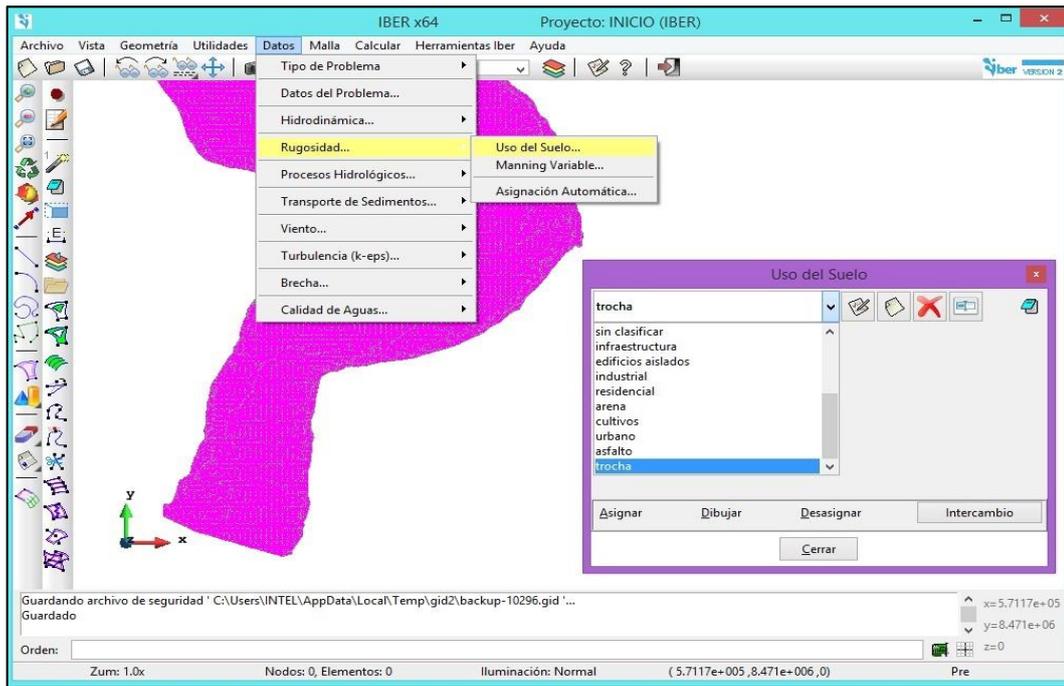


Figura 2.19. Adición de Usos de Suelo con su respectivo valor de coeficiente de Manning

- Asignamos “coeficiente de manning. Se accedió a la pantalla principal de IBER, desde el menú Datos / Rugosidad / Asignación automática. Señalamos que los datos están en un **Archivo ASCII Grid**, lo elegimos y una vez terminado el proceso señalamos que pretendemos dibujar el coeficiente de manning”.

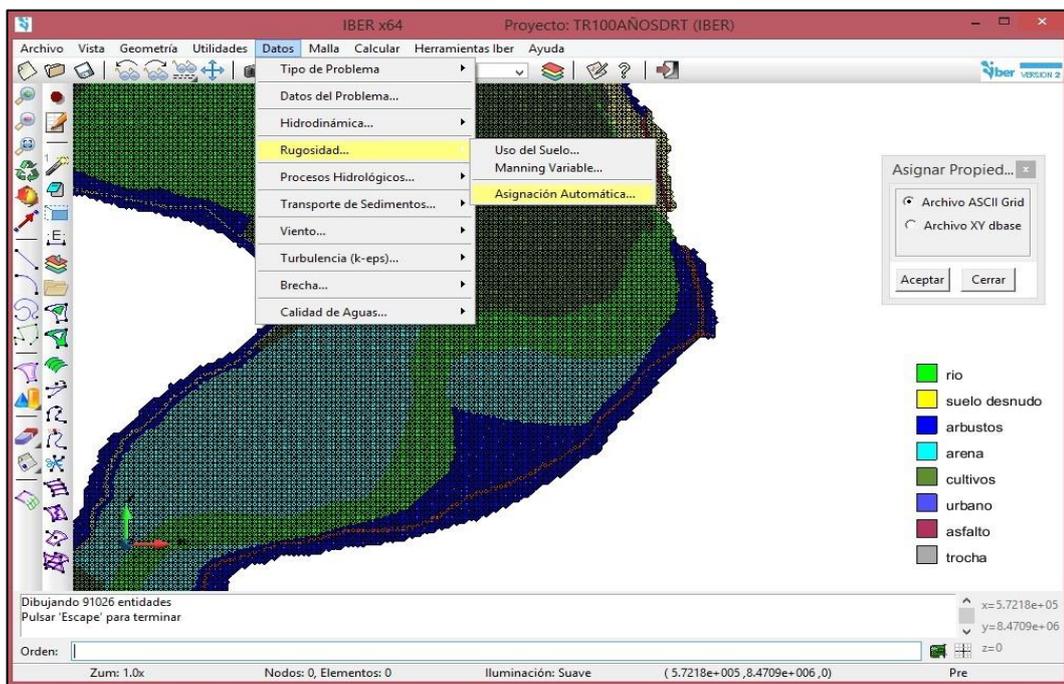


Figura 2.20. Asignación de coeficiente de Manning de la zona de estudio

Proceso o cálculo

- Asignamos “los parámetros de tiempo el cual se consideró como un tiempo máximo de modelamiento de 81.600 segundos (este límite de tiempo es conveniente para que el flujo cubra todo el tramo de análisis), tiempo considerado favorable para que el modelamiento converja. Se introduce desde la pantalla principal de IBER, del menú Datos / Datos problema / Parámetros de tiempo”.

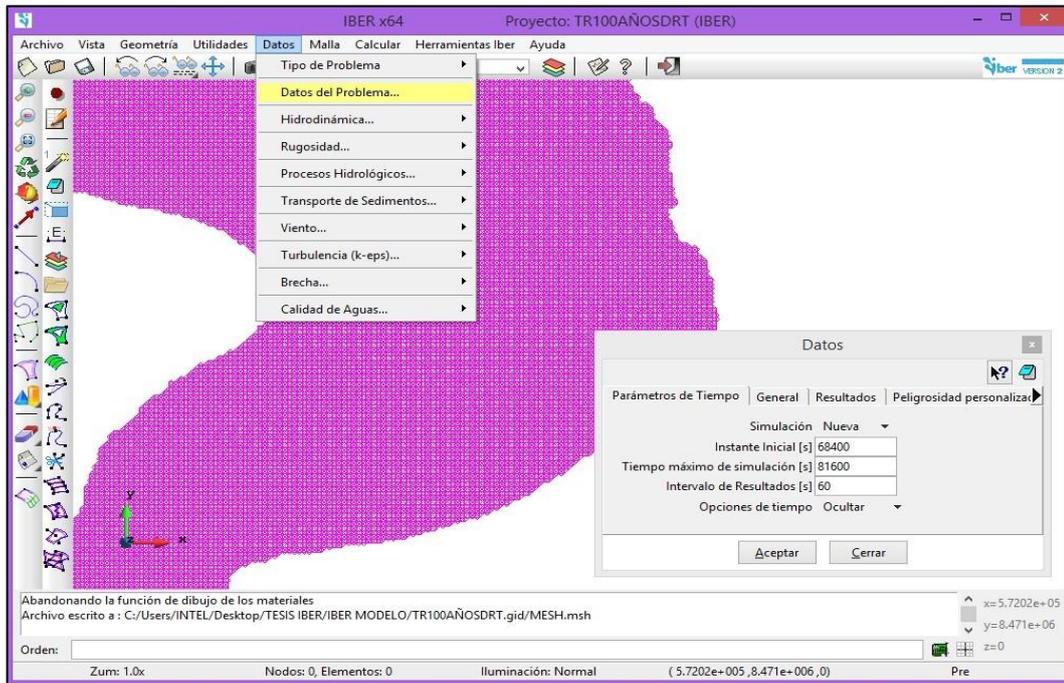


Figura 2.21. Asignación de parámetros de tiempo

- Asignamos “Parámetros de Cálculo (General) donde se destinó 05 procesadores, se fijó un esquema de primer orden, se determinó un valor de CFL de 0.45, se fijó el límite seco-mojado en un centímetro”, se definió un método de secado por defecto y en último lugar no se consideró la fricción generada por las paredes. Se accedió desde la pantalla principal de IBER, desde el menú Datos / Datos del Problema / General”.

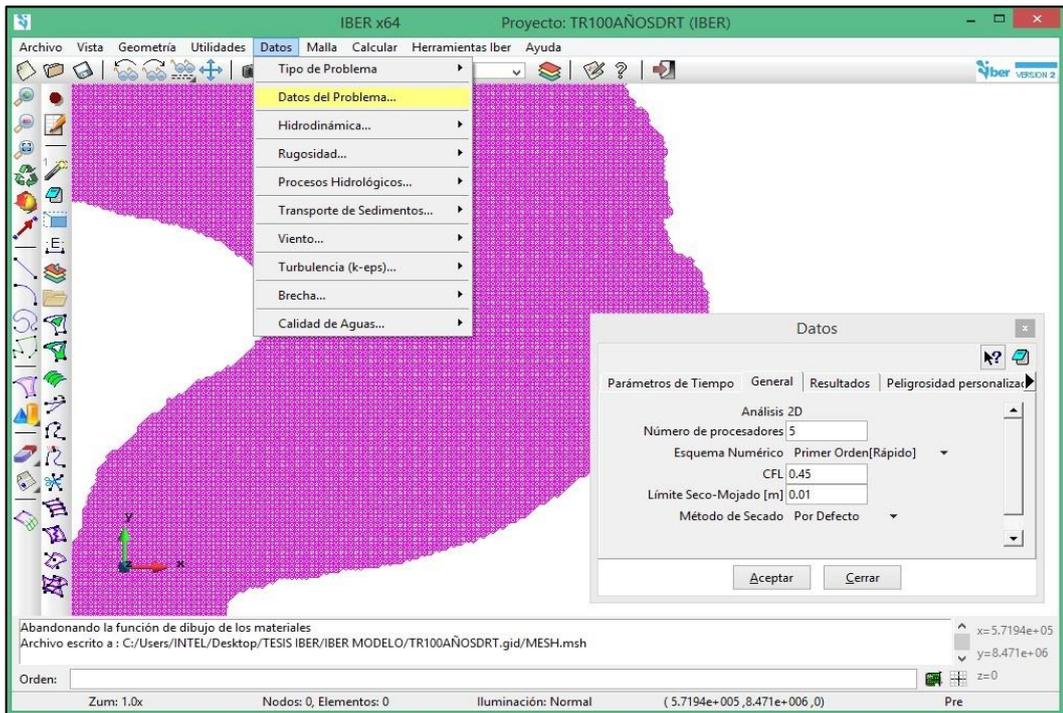


Figura 2.22. Asignación de cálculo General

- Procesamos “la simulación del flujo no permanente bidimensional (calculamos los parámetros hidráulicos **sin defensas ribereñas**). Se accedió a la pantalla principal de IBER, desde el menú **Calcular / Calcular**”.

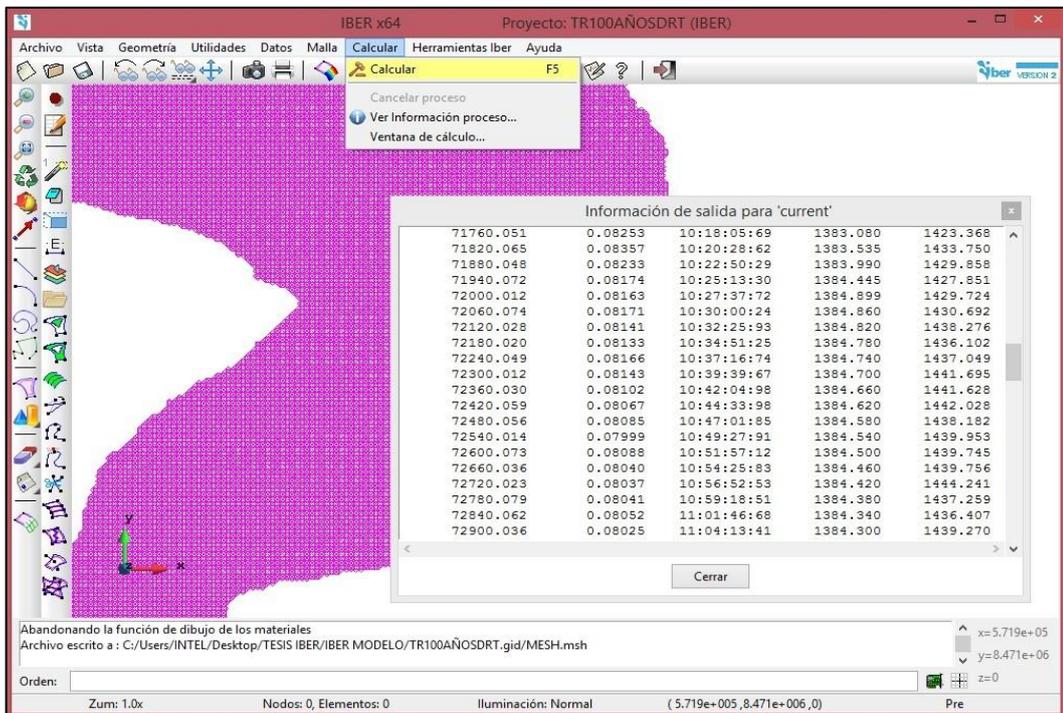


Figura 2.23. Procesamiento de la simulación del flujo no permanente bidimensional

- Después de la identificación de las zonas donde podría ser planteado las defensas ribereñas de ambos márgenes de la zona de estudio, asignamos los parámetros hidráulicos **con defensas ribereñas**. Primero según el reconocimiento de las zonas o tramos críticos de erosión e inundación del río Caracha en la Comunidad de San Martín de Tiopampa de manera pues se ha identificado zonas donde podría ser planteado las defensas ribereñas utilizando en programa autocad y posteriormente llevado a arcgis donde se guardó en formato shapifile con el nombre de eledefensalnf.shp; segundo se accedió mediante la pantalla principal de IBER, desde el menú “Archivo / Importar / Shapefile” buscamos el archivo eledefensalnf.shp y abrimos; tercero se accedió a la pantalla principal de IBER, desde el menú “Geometría / Edición / Colapsar / Líneas” seleccionamos, luego tecla ESC; cuarto se accedió a la pantalla principal de IBER, desde el menú “Herramientas Iber / Vía Intenso Desagüe / Seleccionar Polígono” en la pantalla que muestra presionar si, seleccionamos, luego tecla ESC y quinto se accedió desde “la pantalla principal de IBER, a partir del menú Datos / Datos del Problema / Vía Intenso Desagüe / Activar / Polígono / Aceptar” luego cerrar y guardamos.

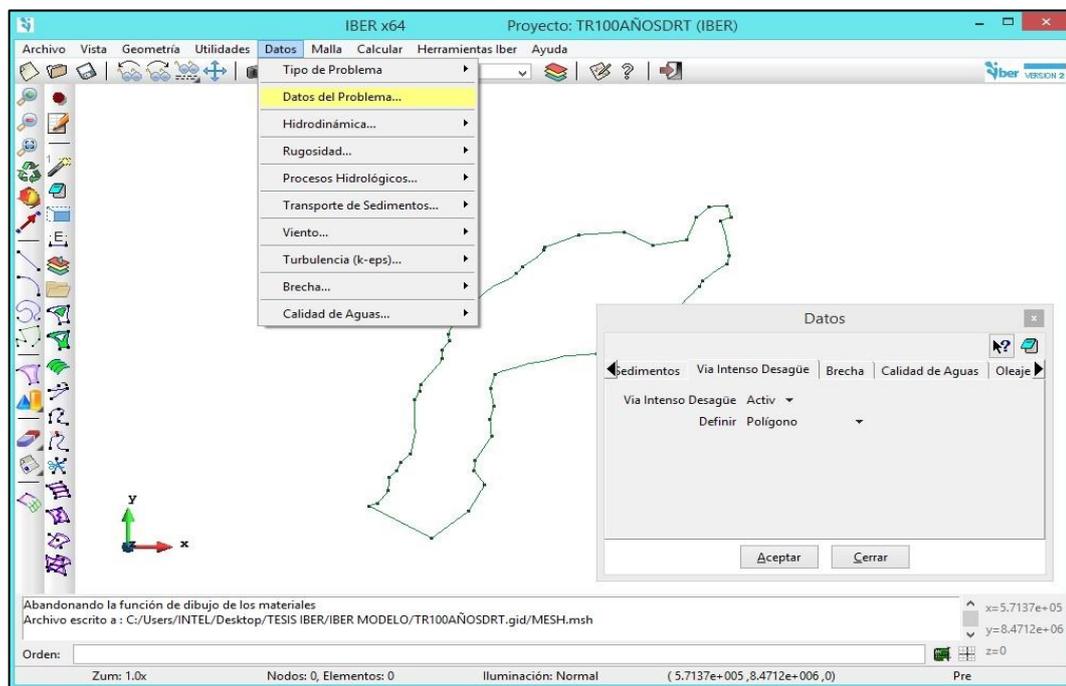


Figura 2.24. Identificación de los posibles tramos de defensas ribereñas (Vía Intenso Desagüe)

- Procesamos la simulación del flujo no permanente bidimensional (calculamos los parámetros hidráulicos **con defensas ribereñas**). Se accedió desde la pantalla principal de IBER, desde el menú “Calcular / Calcular”.

Post – Proceso

- Visualizamos e interpretamos los resultados. “El salto entre las interfaces de pre-proceso y post-proceso se efectuó a partir del menú Archivo / Postproceso y Archivo /Preproceso o a través de los botones proporcionados de la barra de herramientas y posteriormente se accedió a la Ventana de Resultados seleccionamos vista Áreas coloreadas suaves, Análisis Mapas de Máximos (**sin defensas ribereñas**), calado (tirantes máximos); dichos pasos se hicieron para cada periodo de retorno en análisis, y Análisis ID:Mapas de Máximos (**con defensas ribereñas**), calado y velocidades (máximos); dichos pasos se hicieron para cada periodo de retorno en análisis”.

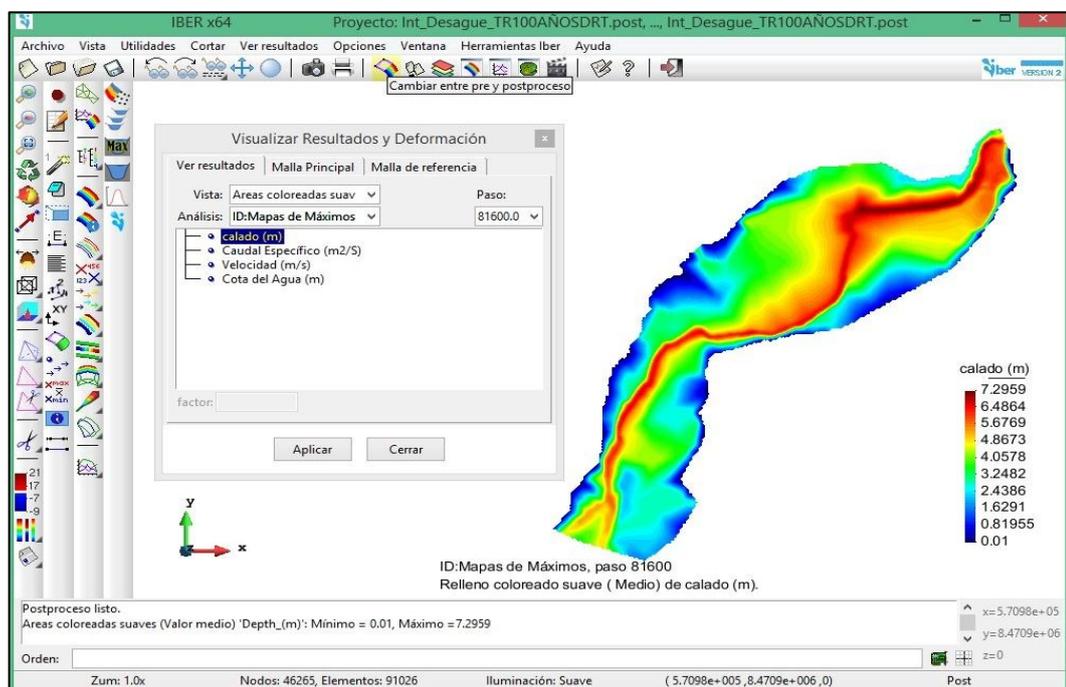


Figura 2.25. Visualización de resultados de tirantes máximos para TR=100 años

- Exportamos los resultados del periodo de retorno seleccionado en este caso TR=100 años sin y con defensas ribereñas. Se accedió desde la pantalla principal de IBER, desde el ícono “Exportar Raster de Resultados / Aceptar”.

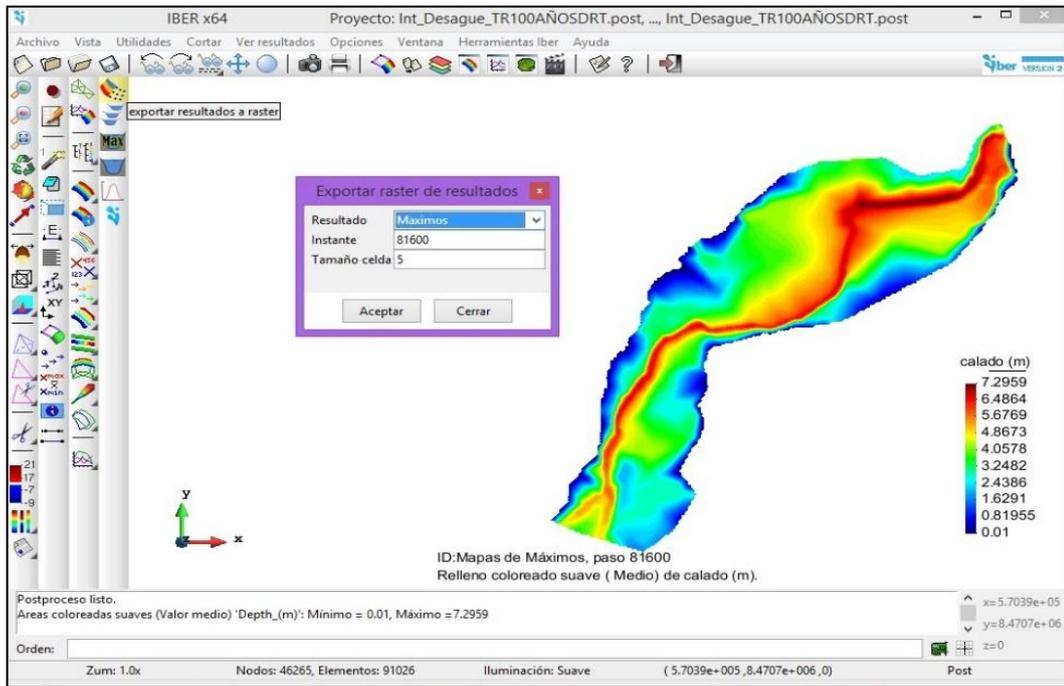


Figura 2.26. Exportación de resultados de tirantes máximos para TR=100 años

2.3.3.3. Obtención de la profundidad de socavación para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

a) Obtención de parámetros de sedimentos

Procedimiento

- Recolectamos algunos datos del estudio de mecánica de suelos con fines de protección, generados para dicha zona como son ángulo de fricción interna, d_{50} , porosidad y densidad relativa.

b) Obtención de profundidad de socavación

Se efectuaron la obtención de profundidad de socavación utilizando el programa IBER; teniendo ya los resultados del modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo (parámetros hidráulicos **sin y con defensas ribereñas**), de éstos resultados continuamos para el modelamiento bidimensional de transporte de sedimentos más específicamente **transporte por arrastre de fondo**; que mediante ellos fijamos la altura de socavación para diferentes periodos de retorno.

Procedimiento

Pre – Proceso

- Asignamos “las Condiciones de contorno del transporte por arrastre de fondo. Se accedió desde la pantalla principal de IBER, desde el menú Datos / Transporte de Sedimentos / Cond Cont Transp Sed Fondo / Capacidad de arrastre”.

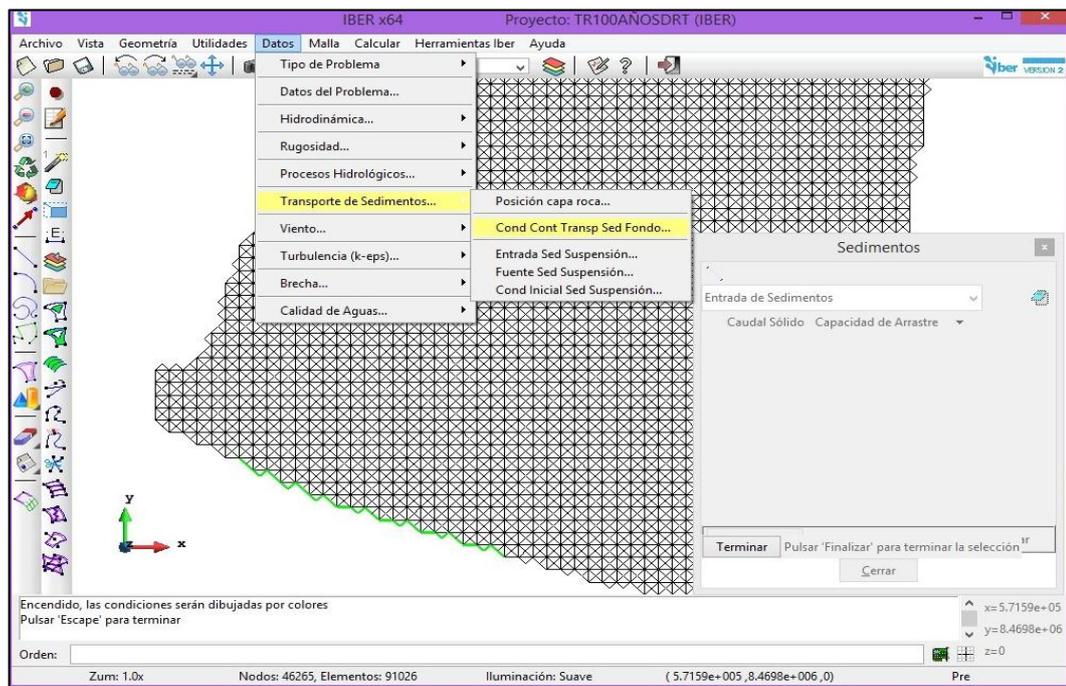


Figura 2.27. Asignación de las Condiciones de contorno del transporte por arrastre de fondo

Proceso o cálculo

- Elegimos el modelo de turbulencia, que se definió en el submenú “Datos / Datos del Problema / Turbulencia / Parabólico”.

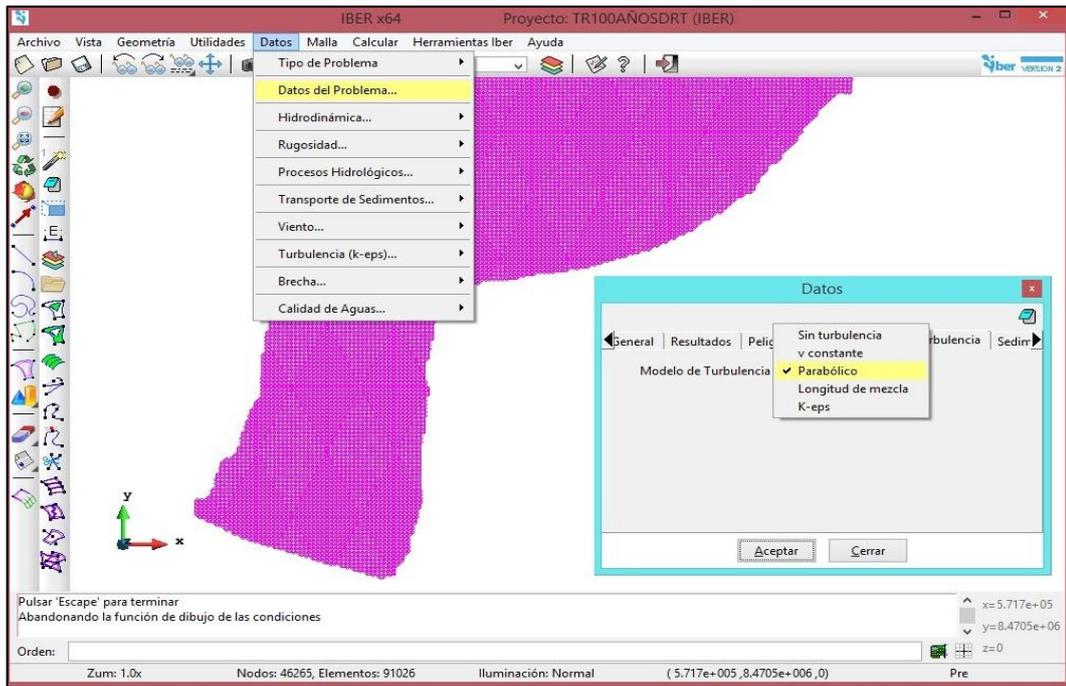


Figura 2.28. Elección del modelo de turbulencia

- Determinamos el modelo de transporte sólido (transporte por arrastre de fondo). se accedió desde el submenú “Datos / Datos del Problema / Sedimentos / Transporte de Fondo” Activamos y seleccionamos el **modelo Meyer-Peter & Müller** y agregamos los parámetros de sedimentos.

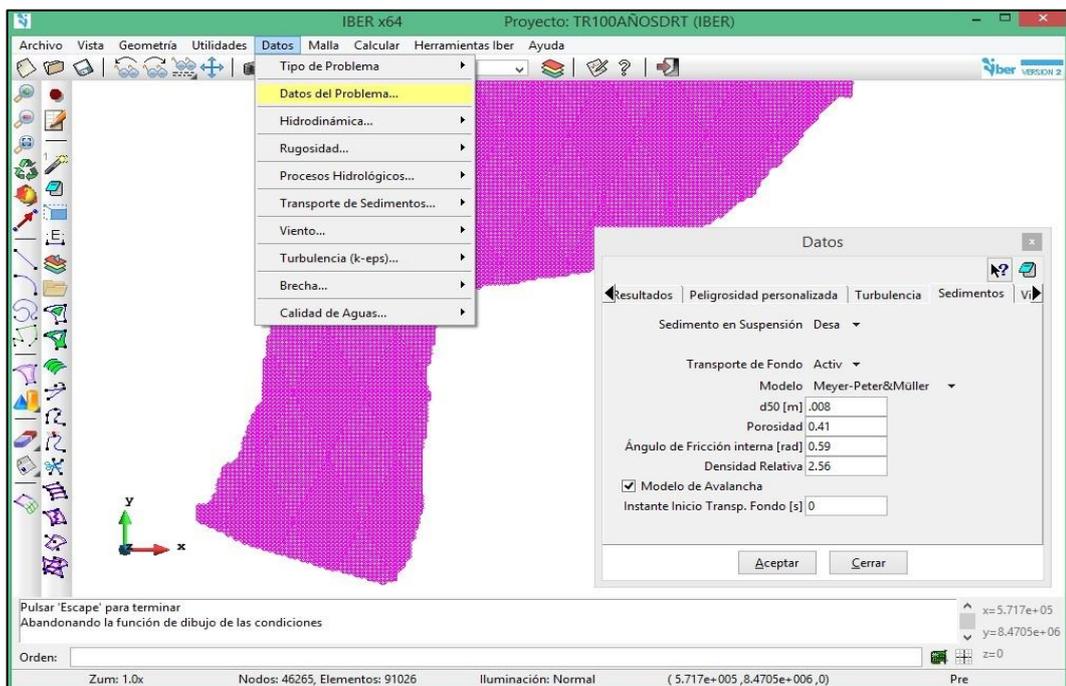


Figura 2.29. Determinación del modelo de transporte sólido (transporte por arrastre de fondo)

Post – Proceso

- Visualizamos e interpretamos los resultados. “El salto entre las interfaces de pre-proceso y post-proceso se efectuó mediante el menú Archivo / Postproceso y Archivo /Preproceso o a través de los botones proporcionados de la barra de herramientas y últimamente se accedió a la Ventana de Resultados seleccionar vista Áreas coloreadas suaves, ID:Sedimentos (**con defensas ribereñas**), Erosión (m); dichos pasos se hicieron para cada periodo de retorno en análisis”.

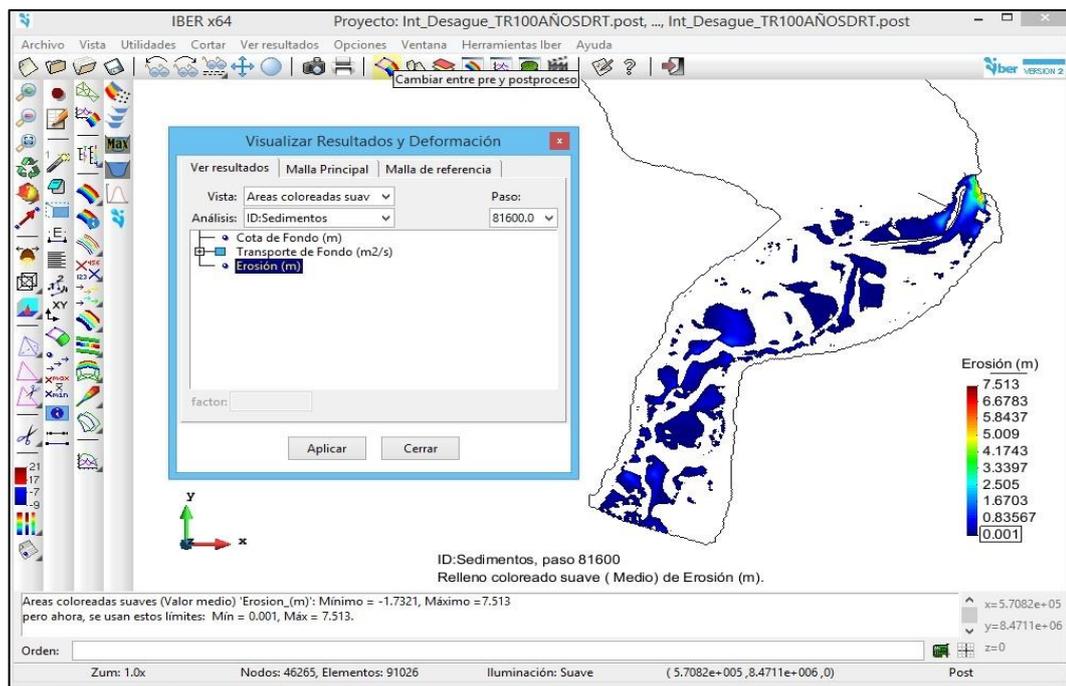


Figura 2.30. Visualización de resultados de erosión (altura de socavación) para TR=100 años

- Exportamos los resultados del periodo de retorno seleccionado en este caso TR=100 años con defensas ribereñas. El acceso fue a través de la pantalla principal de IBER, desde el ícono “Exportar Raster de Resultados / Aceptar”.

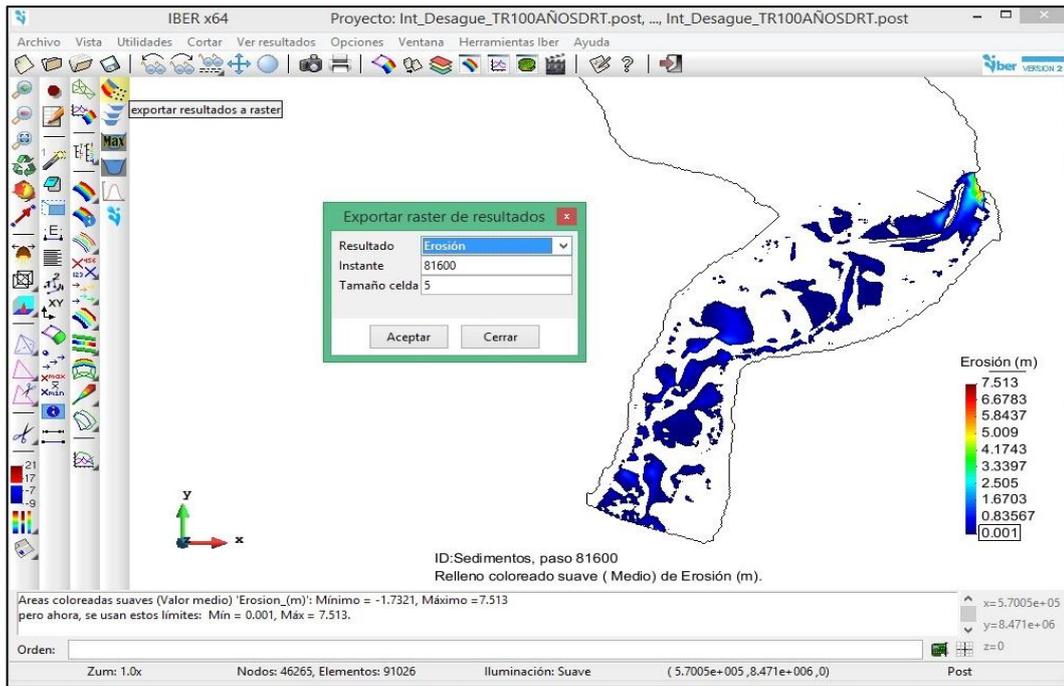


Figura 2.31. Exportación de resultados de erosión (altura de socavación) para TR=100 años

2.3.3.4. Identificación de los tramos inundables del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

a) Identificación de zonas inundables

Procedimiento

- Con los resultados obtenidos tanto el modelamiento bidimensional sin y con defensas ribereñas y según el periodo de retorno seleccionado en este caso TR=100 años se han identificado los tramos inundables las cuales se hicieron en el programa arcgis.

b) Concretización de soluciones con medidas estructurales y no estructurales

Se plantearon defensas ribereñas con gaviones, muro de contención y defensas vivas para periodos de retorno TR=100 años; utilizando el programa Gawacwin y excel; teniendo ya identificados los tramos inundables donde se planteó las defensas ribereñas, modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo (tirantes máximos) **con defensas ribereñas**, modelamiento bidimensional de transporte de sedimentos más específicamente **transporte por arrastre de fondo**; que mediante ellos fijamos la altura de socavación para periodo de retorno de TR=100 años.

Procedimiento

- Fijamos la altura del muro en los inundables, se determinó a partir de la relación de tirantes máximos, y calculando un bordo libre de acuerdo a las características del río (velocidades máximas) para periodos de retorno TR=100 años
- Fijamos la altura de socavación en los tramos inundables, se determinó a partir del modelamiento bidimensional de transporte de sedimentos más específicamente transporte por arrastre de fondo; que mediante ellos fijamos la altura de socavación para periodos de retorno TR=100 años.
- Obtenemos la longitud de colchón antisocavante que da soporte a nuestro gavión.
- Seleccionamos la estructura adecuada y sus dimensiones (defensas ribereñas con gaviones, muro de contención y defensas vivas).
- Analizamos y diseñamos los componentes de la estructura, los análisis estructurales entre ellas resistencias, empujes, capacidad portante entre otros, que fueron analizadas con cautela para brindar una estructura solvente acorde a los requerimientos dados.
- Realizamos los planos correspondientes de las defensas ribereñas con gaviones, muro de contención y defensas vivas (medidas estructurales y no estructurales).

CAPÍTULO III RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Resultados de los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

3.1.1. Cuenca Caracha y las subcuencas

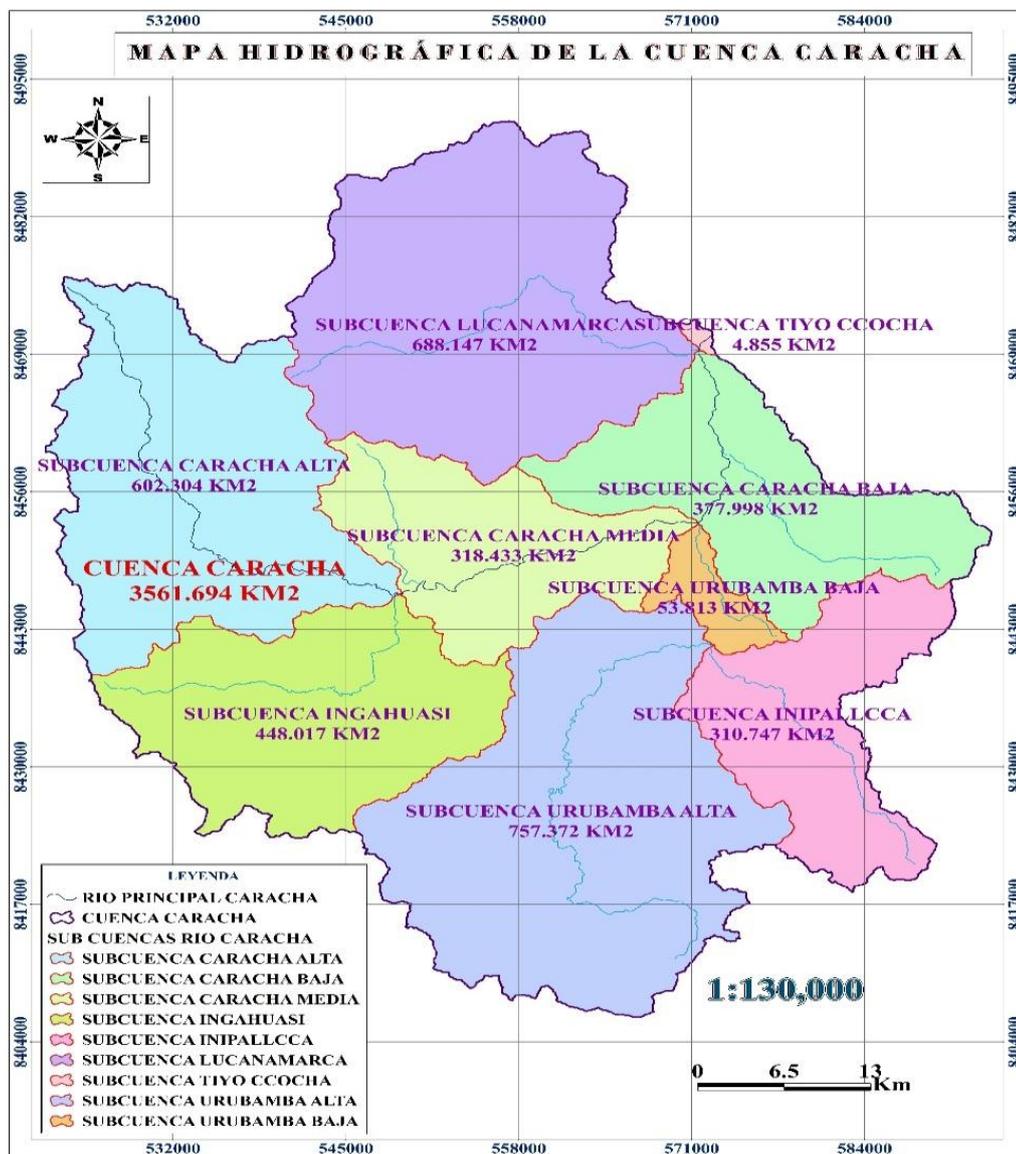


Figura 3.1. Cuenca Caracha y Subcuencas

En la figura 3.1 se manifiesta que para la presente investigación se ha considerado una cuenca principal denominada Cuenca Caracha con una extensión aproximada de 3561.694 km² y la discretización de áreas (subcuenas) tomando en cuenta el punto de aforo ubicado en el Puente Carapo. Cuyo discretización espacial fueron nueve Subcuenas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Ñipallcca y Tiyo ccocha) que contribuyó a lograr una eficiente simulación, ya que diversos estudios han demostrado que el criterio de discretización espacial tiene una influencia significativa en los resultados en los hidrogramas del proyecto y en el momento pico en el que se produce la escorrentía máxima. La subcuenca Tiyo Ccocha representó el punto desfogue o también llamado drenaje de la cuenca.

3.1.2. Áreas parciales de la cuenca Caracha y de las subcuenas

Tabla 3.1. Áreas parciales de la Cuenca Caracha

Altitud m.s.n.m.	Áreas parciales		Áreas acumuladas			
	km ²	(%)	por debajo		por encima	
			(Km ²)	(%)	km ²	(%)
Punto más bajo						
3090.00	0.000	0.00	0.00	0.00	3561.69	100.00
3200.00	8.719	0.24	8.72	0.24	3552.98	99.76
3400.00	20.729	0.58	29.45	0.83	3532.25	99.17
3600.00	45.201	1.27	74.65	2.10	3487.05	97.90
3800.00	70.923	1.99	145.57	4.09	3416.12	95.91
4000.00	464.327	13.04	609.90	17.12	2951.80	82.88
4200.00	1222.221	34.32	1832.12	51.44	1729.57	48.56
4400.00	1323.230	37.15	3155.35	88.59	406.34	11.41
4600.00	397.819	11.17	3553.17	99.76	8.53	0.24
4800.00	8.525	0.24	3561.69	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	3561.694	100.00				

Los resultados alcanzados en la tabla 3.1 detalla el área total de la Cuenca Caracha es 3561.694 km² las cuales se dividen, que para el caso de la Cuenca en investigación se consideró en “9 áreas parciales, continuando el curso de las líneas de curva de nivel, este parámetro nos ayudó para obtener las demás características geomorfológicas”.

Tabla 3.2. Áreas parciales de la Subcuenca Caracha Alta

Altitud m.s.n.m.	Áreas parciales		Áreas acumuladas			
	km ²	(%)	por debajo		por encima	
			(km ²)	(%)	km ²	(%)
Punto más bajo						
3950.00	0.000	0.00	0.00	0.00	602.30	100.00
4018.82	40.272	6.69	40.27	6.69	562.03	93.31
4080.00	49.414	8.20	89.69	14.89	512.62	85.11
4143.73	45.326	7.53	135.01	22.42	467.29	77.58
4212.55	74.421	12.36	209.43	34.77	392.87	65.23
4273.73	70.455	11.70	279.89	46.47	322.42	53.53
4334.90	83.909	13.93	363.80	60.40	238.51	39.60
4401.18	116.829	19.40	480.63	79.80	121.68	20.20
4462.35	70.178	11.65	550.80	91.45	51.50	8.55
4515.88	37.383	6.21	588.19	97.66	14.12	2.34
4600.00	14.117	2.34	602.30	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	602.304	100.00				

Los resultados logrados en la tabla 3.2 detalla el área total de la Subcuenca Caracha Alta es 602.304 km² las cuales se dividen, que para el caso de la Subcuenca en investigación se consideró en “10 áreas parciales, continuando el curso de las líneas de curva de nivel, este parámetro nos ayudó para la obtener las demás características geomorfológicas”.

Tabla 3.3. Áreas parciales de la Subcuenca Caracha Media

Altitud m.s.n.m.	Áreas parciales		Áreas acumuladas			
	km ²	(%)	por debajo		por encima	
			(km ²)	(%)	km ²	(%)
Punto más bajo						
3550.00	0.000	0.00	0.00	0.00	318.43	100.00
3655.00	1.511	0.47	1.51	0.47	316.92	99.53
3760.00	3.552	1.12	5.06	1.59	313.37	98.41
3865.00	10.071	3.16	15.13	4.75	303.30	95.25
3970.00	38.271	12.02	53.41	16.77	265.03	83.23
4075.00	42.997	13.50	96.40	30.27	222.03	69.73
4180.00	53.441	16.78	149.84	47.06	168.59	52.94
4285.00	59.034	18.54	208.88	65.60	109.56	34.40
4390.00	55.038	17.28	263.92	82.88	54.52	17.12
4495.00	43.607	13.69	307.52	96.57	10.91	3.43
4600.00	10.911	3.43	318.43	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	318.433	100.00				

Los resultados logrados en la tabla 3.3 detalla el área total de la Subcuenca Caracha Media es 318.433 km² las cuales se dividen, que para el caso de la Subcuenca en

investigación se consideró en “10 áreas parciales, continuando el curso de las líneas de curva de nivel, este parámetro nos ayudó para la obtener las demás características geomorfológicas”.

Tabla 3.4. Áreas parciales de la Subcuenca Caracha Baja

Altitud m.s.n.m.	Áreas parciales		Áreas acumuladas			
	km ²	(%)	por debajo		por encima	
			(km ²)	(%)	km ²	(%)
Punto más bajo						
3095.00	0.000	0.00	0.00	0.00	378.00	100.00
3250.00	5.935	1.57	5.94	1.57	372.06	98.43
3400.00	10.424	2.76	16.36	4.33	361.64	95.67
3550.00	18.476	4.89	34.84	9.22	343.16	90.78
3700.00	23.376	6.18	58.21	15.40	319.79	84.60
3850.00	48.525	12.84	106.74	28.24	271.26	71.76
4000.00	86.865	22.98	193.60	51.22	184.40	48.78
4150.00	77.591	20.53	271.19	71.74	106.81	28.26
4300.00	49.903	13.20	321.10	84.95	56.90	15.05
4450.00	45.665	12.08	366.76	97.03	11.24	2.97
4600.00	11.238	2.97	378.00	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	377.998	100.00				

Los resultados logrados en la tabla 3.4 detalla el área total de la Subcuenca Caracha Baja es 377.998 km² las cuales se dividen, que para el caso de la Subcuenca en investigación se consideró en “10 áreas parciales, continuando el curso de las líneas de curva de nivel, este parámetro nos ayudó para la obtener las demás características geomorfológicas”.

Tabla 3.5. Áreas parciales de la Subcuenca Ingahuasi

Altitud m.s.n.m.	Áreas parciales		Áreas acumuladas			
	km ²	(%)	por debajo		por encima	
			(km ²)	(%)	km ²	(%)
Punto más bajo						
3950.00	0.000	0.00	0.00	0.00	448.02	100.00
3995.00	24.594	5.49	24.59	5.49	423.42	94.51
4040.00	35.919	8.02	60.51	13.51	387.50	86.49
4085.00	36.179	8.08	96.69	21.58	351.33	78.42
4130.00	36.455	8.14	133.15	29.72	314.87	70.28
4175.00	50.751	11.33	183.90	41.05	264.12	58.95
4220.00	74.308	16.59	258.21	57.63	189.81	42.37
4265.00	93.144	20.79	351.35	78.42	96.67	21.58
4310.00	65.756	14.68	417.11	93.10	30.91	6.90
4355.00	28.996	6.47	446.10	99.57	1.92	0.43
4400.00	1.915	0.43	448.02	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	448.017	100.00				

Los resultados alcanzados en la tabla 3.5 detalla el área total de la Subcuenca Ingahuasi es 448.017 km² las cuales se dividen, que para el caso de la Subcuenca en investigación se consideró en “10 áreas parciales, continuando el curso de las líneas de curva de nivel, este parámetro nos ayudó para la obtener las demás características geomorfológicas”.

Tabla 3.6. Áreas parciales de la Subcuenca Lucanamarca

Altitud m.s.n.m.	Áreas parciales		Áreas acumuladas			
	km ²	(%)	por debajo		por encima	
	km ²	(%)	(km ²)	(%)	km ²	(%)
Punto más bajo						
3095.00	0.000	0.00	0.00	0.00	688.15	100.00
3265.00	3.651	0.53	3.65	0.53	684.50	99.47
3430.00	7.426	1.08	11.08	1.61	677.07	98.39
3595.00	13.854	2.01	24.93	3.62	663.22	96.38
3760.00	16.975	2.47	41.91	6.09	646.24	93.91
3925.00	56.694	8.24	98.60	14.33	589.55	85.67
4090.00	111.220	16.16	209.82	30.49	478.33	69.51
4255.00	177.981	25.86	387.80	56.35	300.35	43.65
4420.00	153.129	22.25	540.93	78.61	147.22	21.39
4585.00	136.843	19.89	677.77	98.49	10.37	1.51
4750.00	10.374	1.51	688.15	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	688.147	100.00				

Los resultados logrados en la tabla 3.6 detalla el área total de la Subcuenca Lucanamarca es 688.147 km² las cuales se dividen, que para el caso de la Subcuenca en investigación se consideró en “10 áreas parciales, continuando el curso de las líneas de curva de nivel, este parámetro nos ayudó para la obtener las demás características geomorfológicas”.

Tabla 3.7. Áreas parciales de la Subcuenca Urubamba Alta

Altitud m.s.n.m.	Áreas parciales		Áreas acumuladas			
	km ²	(%)	por debajo		por encima	
	km ²	(%)	(km ²)	(%)	km ²	(%)
Punto más bajo						
3950.00	0.000	0.00	0.00	0.00	757.37	100.00
4000.00	93.583	12.36	93.58	12.36	663.79	87.64
4050.00	54.999	7.26	148.58	19.62	608.79	80.38
4100.00	75.396	9.95	223.98	29.57	533.39	70.43
4150.00	99.998	13.20	323.98	42.78	433.40	57.22
4200.00	123.346	16.29	447.32	59.06	310.05	40.94
4250.00	129.725	17.13	577.05	76.19	180.33	23.81
4300.00	107.613	14.21	684.66	90.40	72.71	9.60
4350.00	50.901	6.72	735.56	97.12	21.81	2.88
4400.00	15.244	2.01	750.81	99.13	6.57	0.87
4450.00	6.567	0.87	757.37	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	757.372	100.00				

Los resultados alcanzados en la tabla 3.7 detalla el área total de la Subcuenca Urubamba Alta es 757.372 km² las cuales se dividen, que para el caso de la Subcuenca en investigación se consideró en “10 áreas parciales, continuando el curso de las líneas de curva de nivel, este parámetro nos ayudó para la obtener las demás características geomorfológicas”.

Tabla 3.8. Áreas parciales de la Subcuenca Urubamba Baja

Altitud m.s.n.m.	Áreas parciales		Áreas acumuladas			
	km ²	(%)	por debajo		por encima	
			(km ²)	(%)	km ²	(%)
Punto más bajo						
3550.00	0.000	0.00	0.00	0.00	53.81	100.00
3629.69	0.487	0.90	0.49	0.90	53.33	99.10
3709.38	0.674	1.25	1.16	2.16	52.65	97.84
3789.06	0.808	1.50	1.97	3.66	51.84	96.34
3868.75	2.713	5.04	4.68	8.70	49.13	91.30
3948.43	5.517	10.25	10.20	18.95	43.61	81.05
4028.12	11.734	21.81	21.93	40.76	31.88	59.24
4107.80	11.881	22.08	33.81	62.84	20.00	37.16
4187.49	8.442	15.69	42.26	78.52	11.56	21.48
4267.18	8.809	16.37	51.07	94.89	2.75	5.11
4350.00	2.748	5.11	53.81	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	53.813	100.00				

Los resultados logrados en la tabla 3.8 detalla el área total de la Subcuenca Urubamba Baja es 53.813 km² las cuales se dividen, que para el caso de la Subcuenca en investigación se consideró en “10 áreas parciales, continuando el curso de las líneas de curva de nivel, este parámetro nos ayudó para la obtener las demás características geomorfológicas2.

Tabla 3.9. Áreas parciales de la Subcuenca Iñipalcca

Altitud m.s.n.m.	Áreas parciales		Áreas acumuladas			
	km ²	(%)	por debajo		por encima	
			(km ²)	(%)	km ²	(%)
Punto más bajo						
3950.00	0.000	0.00	0.00	0.00	310.75	100.00
4005.59	21.887	7.04	21.89	7.04	288.86	92.96
4061.17	42.172	13.57	64.06	20.61	246.69	79.39
4116.76	45.492	14.64	109.55	35.25	201.20	64.75
4172.35	33.601	10.81	143.15	46.07	167.60	53.93
4227.94	41.950	13.50	185.10	59.57	125.65	40.43
4283.52	41.133	13.24	226.24	72.80	84.51	27.20
4339.11	35.997	11.58	262.23	84.39	48.52	15.61
4394.70	27.096	8.72	289.33	93.11	21.42	6.89
4450.29	19.583	6.30	308.91	99.41	1.84	0.59
4508.06	1.836	0.59	310.75	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	310.747	100.00				

Los resultados logrados en la tabla 3.9 detalla el área total de la Subcuenca Iñipallecca es 310.747 km² las cuales se dividen, que para el caso de la Subcuenca en investigación se consideró en “10 áreas parciales, continuando el curso de las líneas de curva de nivel, este parámetro nos ayudó para la obtener las demás características geomorfológicas”.

Tabla 3.10. Áreas parciales de la Subcuenca Tiyo ccocha

Altitud m.s.n.m.	Áreas parciales		Áreas acumuladas			
	km ²	(%)	por debajo		por encima	
			(km ²)	(%)	km ²	(%)
Punto más bajo						
3090.00	0.000	0.00	0.00	0.00	4.86	100.00
3150.00	0.288	5.94	0.29	5.94	4.57	94.06
3200.00	0.596	12.27	0.88	18.21	3.97	81.79
3250.01	0.280	5.77	1.16	23.98	3.69	76.02
3300.00	0.281	5.79	1.45	29.77	3.41	70.23
3350.00	0.310	6.39	1.76	36.16	3.10	63.84
3400.00	0.311	6.40	2.07	42.56	2.79	57.44
3450.00	0.358	7.37	2.42	49.92	2.43	50.08
3500.00	0.154	3.18	2.58	53.10	2.28	46.90
3550.01	2.192	45.14	4.77	98.25	0.09	1.75
3600.00	0.085	1.75	4.86	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	4.855	100.00				

Los resultados logrados en la tabla 3.10 detalla el área total de la Subcuenca Tiyo ccocha es 4.855 km² las cuales se dividen, que para el caso de la Subcuenca en investigación se consideró en “10 áreas parciales, continuando el curso de las líneas de curva de nivel, este parámetro nos ayudó para la obtener las demás características geomorfológicas”.

3.1.3. Parámetros geomorfológicos

Tabla 3.11. Características de área y forma de la Cuenca Caracha y Subcuencas

Cuenca y subcuencas	Área (km ²)	Forma	
		Factor de forma	Coef. de compacidad
Cuenca en estudio (Caracha)	3561.694	0.078	2.166
Caracha Alta	602.304	0.084	2.091
Caracha Media	318.433	0.091	2.026
Caracha Baja	377.998	0.079	2.152
Ingahuasi	448.017	0.098	1.963
Lucanamarca	688.147	0.131	1.751
Urubamba Alta	757.372	0.093	2.006
Urubamba Baja	53.813	0.078	2.162
Iñipallecca	310.747	0.068	2.296
Tiyo Ccocha	4.855	0.142	1.697

Los resultados obtenidos en la tabla 3.11 mencionan un resumen del área, factor de forma y coeficiente de compacidad de la Cuenca Caracha y las Subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Ñipallcca y Tiyo ccocha).

Tabla 3.12. Mediciones lineales de la Cuenca Caracha y Subcuencas

Cuenca y subcuencas	Mediciones lineales						
	longitud (km)	perímetro (km)	cota máxima (m.s.n.m.)	cota mínima (m.s.n.m.)	altura más frecuente (m.s.n.m.)	altura media (m.s.n.m.)	altura de frecuencia media (m.s.n.m.)
Cuenca en estudio (Caracha)	104.004	461.8	4800.0	3090.0	4171.8	3945.0	4192.3
Caracha Alta	52.869	183.2	4600.0	3950.0	4269.4	4275.0	4289.2
Caracha Media	44.128	129.095	4600.0	3550.0	4184.2	4075.0	4196.7
Caracha Baja	35.931	149.428	4600.0	3095.0	3979.4	3847.5	3992.1
Ingahuasi	34.794	148.380	4400.0	3950.0	4179.5	4175.0	4199.3
Lucanamarca	44.133	164.050	4750.0	3095.0	4188.8	3922.5	4214.5
Urubamba Alta	60.410	197.147	4450.0	3950.0	4161.9	4200.0	4172.2
Urubamba Baja	15.205	56.633	4350.0	3550.0	4059.0	3950.0	4061.5
Ñipallcca	32.809	144.558	4508.1	3950.0	4190.0	4229.0	4188.5
Tiyo Ccocha	1.748	13.352	3600.0	3090.0	3395.8	3345.0	3451.3

Los resultados obtenidos en la tabla 3.12 mencionan los parámetros de mediciones lineales de la Cuenca Caracha y las Subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Ñipallcca y Tiyo ccocha).

Tabla 3.13. Parámetros relacionados con la red hidrográfica

Cuencas y subcuencas	Longitud total (km)	Densidad de Drenaje	Frecuencia de los ríos	Escurrimiento Superficial
Cuenca en estudio (Caracha)	2309.570	0.65	0.38	0.39
Caracha Alta	446.618	0.74	0.54	0.34
Caracha Media	202.925	0.64	0.46	0.39
Caracha Baja	267.943	0.71	0.39	0.35
Ingahuasi	286.765	0.64	0.36	0.39
Lucanamarca	460.750	0.67	0.40	0.37
Urubamba Alta	471.778	0.62	0.31	0.40
Urubamba Baja	42.108	0.78	0.41	0.32
Ñipallcca	155.113	0.50	0.21	0.50
Tiyo Ccocha	2.949	0.61	0.82	0.41

Los resultados obtenidos en la tabla 3.13 mencionan los parámetros concernientes con la red hidrográfica de la Cuenca Caracha y las Subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Ñipallecca y Tiyo ccocha).

Tabla 3.14. Tiempo de concentración y tiempo de retardo

Cuenca y subcuenca	longitud (m)	desnivel (m)	Tiempo de concentración		Tiempo de retardo
			Tc (min)	Tc (h)	Lag Time (min.)
Cuenca en estudio (Caracha)	104003.963	1710.000	691.87	11.53	415.121
Caracha Alta	52869.281	650.000	459.58	7.660	275.749
Caracha Media	44127.725	1050.000	310.11	5.169	186.067
Caracha Baja	35931.438	1505.000	212.94	3.549	127.764
Ingahuasi	34794.334	450.000	326.58	5.443	195.948
Lucanamarca	44132.832	1655.000	260.31	4.339	156.188
Urubamba Alta	60410.226	500.000	593.08	9.885	355.848
Urubamba Baja	15204.616	800.000	100.58	1.676	60.350
Ñipallecca	32809.043	558.062	280.89	4.681	168.533
Tiyo Ccocha	1747.892	510.000	9.83	0.164	5.900

Los resultados obtenidos en la tabla 3.14 mencionan los tiempos de concentración y tiempos de retardo de la Cuenca Caracha y las Subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Ñipallecca y Tiyo ccocha).

Tabla 3.15. Otros parámetros relacionados con la cuenca hidrográfica

Cuencas y subcuencas	Índice de Pendiente	Pendiente de la Cuenca (m.m ⁻¹)	Pendiente del Río Principal (m.m ⁻¹)
Cuenca en estudio (Caracha)	2.228	0.008	0.013
Caracha Alta	2.673	0.008	0.015
Caracha Media	3.833	0.018	0.023
Caracha Baja	4.323	0.022	0.033
Ingahuasi	2.440	0.007	0.018
Lucanamarca	4.094	0.023	0.025
Urubamba Alta	2.225	0.006	0.011
Urubamba Baja	4.950	0.030	0.050
Ñipallecca	2.756	0.008	0.019
Tiyo Ccocha	8.358	0.087	0.003

Los resultados obtenidos en la tabla 3.15 mencionan el índice de pendiente, pendiente de la Cuenca y pendiente del Río Principal ($m.m^{-1}$) de la Cuenca Caracha y las Subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipalleca y Tiyo ccocha).

3.1.4. Discusión de los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

De acuerdo a los resultados obtenidos en la figura 3.1, tabla 3.1 y tabla 3.11, la Cuenca Caracha tiene un área de 3561.694 km^2 , por tanto, se considera cuenca grande ya que las áreas obtenidas superan los 250 km^2 ; según la clasificación realizada por Villón (2002). Por tanto, ha requerido la discretización en 9 subcuencas, esto de acuerdo a las conclusiones de una tesis de pregrado, el cual manifiesta que a mayor discretización de la cuenca, se obtendrá resultados más próximos a la realidad; según Rodríguez (2011). Luego de acuerdo a la discretización y los resultados obtenidos en la figura 3.1 y tabla 3.11, las Subcuencas Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta e Iñipalleca se consideran cuencas grandes y las Subcuencas Urubamba Baja y Tiyo Ccocha se consideran cuencas pequeñas ya que las áreas obtenidas son inferiores a 250 km^2 ; según la clasificación realizada por Villón (2002).

En cuanto los parámetros de forma (tabla 3.11) como los factores de formas obtenidas de la Cuenca y Subcuencas en estudio presentan $F < 1$, lo que sugiere que la tendencia a la concentración de las intensidades de precipitación es menor que para una cuenca de la misma área, pero con un F mayor; y el coeficiente de Compacidad obtenidas de la Cuenca Caracha y Subcuencas Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja e Iñipalleca presentan $K_c > 1.75$, entonces la Cuenca y Subcuencas en mención son de forma rectangular y la Subcuenca Tiyo Ccocha presenta K_c : 1.5 a 1.75 entonces la forma de Subcuenca es rectangular; según Camino et al. (2018).

3.2. Resultados de caudales máximos de diseño y tirantes máximos para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

3.2.1. Curva de número de la cuenca Caracha y de las subcuencas

Tabla 3.16. Curva número de la Cuenca Caracha

Subcuencas	Grupo hidrológico del suelo	CN	Área (Km ²)	%	CN Ponderado
Caracha Alta	B	78.29	602.304	16.91%	13.24
Caracha Media	B	78.37	318.433	8.94%	7.01
Caracha Baja	B	77.05	377.998	10.61%	8.18
Ingahuasi	B	78.81	448.017	12.58%	9.91
Lucanamarca	B y C	78.41	688.147	19.32%	15.15
Urubamba Alta	B	78.91	757.372	21.26%	16.78
Urubamba Baja	B	78.81	53.813	1.51%	1.19
Iñipallcca	B	78.40	310.747	8.72%	6.84
Tiyo Ccocha	B	69.82	4.855	0.14%	0.10
TOTAL			3561.694	100.00%	78.39

En la tabla 3.16 se detalla la obtención de curva número para cada Subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipallcca y Tiyo ccocha) también se aprecia que toda las Subcuencas en estudio pertenecen en mayor parte al grupo hidrológico del suelo B.

3.2.2. Parámetros HEC-HMS en subcuencas y en ríos

Tabla 3.17. Parámetros HEC-HMS en subcuencas

Subcuencas	Área (km ²)	CN	L (m)	H (m)	Kirpich Tc (h)	Tlag (h)	Tlag (min)	abstracción inicial Po(mm)
Caracha Alta	602.304	78.287	52869.281	650.0	7.66	4.596	275.749	14.090
Caracha Media	318.433	78.374	44127.725	1050.0	5.17	3.101	186.067	14.017
Caracha Baja	377.998	77.050	35931.438	1505.0	3.55	2.129	127.764	15.131
Ingahuasi	448.017	78.806	34794.334	450.0	5.44	3.266	195.948	13.662
Lucanamarca	688.147	78.412	44132.832	1655.0	4.34	2.603	156.188	13.986
Urubamba Alta	757.372	78.911	60410.226	500.0	9.88	5.931	355.848	13.577
Urubamba Baja	53.813	78.812	15204.616	800.0	1.68	1.006	60.350	13.657
Iñipallcca	310.747	78.402	32809.043	558.1	4.68	2.809	168.533	13.994
Tiyo Ccocha	4.855	69.819	1747.892	510.0	0.16	0.098	5.900	21.960

Los resultados obtenidos en la tabla 3.17 mencionan los parámetros geomorfológicos específicos requeridos como datos de entrada para el programa HEC-HMS, de las Subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipalcca y Tiyo ccocha).

Tabla 3.18. Parámetros HEC-HMS en ríos

Río	At	S (m.m⁻¹)	Ax (m)	Tv (h)	c	K (h)	x	Tlag min	n
Río Caracha Alta	10	0.0145	52869.281	7.18	3.40860	4.31	0.32	258.51	26
Río Caracha Media	10	0.0201	29906.165	4.09	3.38495	2.45	0.32	147.25	15
Río Caracha Baja	10	0.0237	19553.316	2.76	3.27510	1.66	0.32	99.50	10
Río Ingahuasi	10	0.0175	34794.334	4.84	3.32776	2.90	0.32	174.26	17
Río Lucanamarca	10	0.0245	44132.832	5.11	4.00000	3.06	0.32	183.89	18
Río Urubamba Alta	10	0.0109	60703.751	8.93	3.14683	5.36	0.32	321.51	32
Río Urubamba Baja	10	0.0428	13573.387	1.66	3.77852	1.00	0.32	59.87	6
Río Iñipalcca	10	0.0187	32809.043	4.51	3.36630	2.71	0.32	162.44	16
Río Tiyo Ccocha	10	0.0029	1747.891	0.97	0.83215	0.58	0.32	35.01	4

Los resultados obtenidos en la tabla 3.18 mencionan los parámetros geomorfológicos específicos requeridos como datos de entrada para el programa HEC-HMS, de los ríos de cada Subcuenca (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipalcca y Tiyo ccocha).

3.2.3. Precipitación máxima en 24h (mm) para la cuenca Caracha

Tabla 3.19. Precipitación máxima en 24 horas - Estaciones usadas

Año	Huanca Sancos	Chilcayocc	Huac-huas	Vilcas Huamán	Lucanas
1995	29.29	22.20	45.20	34.20	27.30
1996	29.00	25.60	24.10	27.60	25.10
1997	33.20	19.30	29.60	25.20	50.00
1998	24.50	29.30	49.60	22.60	27.60
1999	32.90	35.70	35.30	18.30	30.70
2000	26.30	47.00	22.30	24.60	21.60
2001	26.10	44.00	50.00	20.50	41.40
2002	18.20	31.70	31.70	33.20	45.60
2003	21.70	34.70	29.10	26.80	30.30
2004	23.00	28.40	71.00	27.70	20.60
2005	24.50	28.90	44.30	48.40	18.90
2006	23.30	35.40	60.00	27.30	40.60
2007	30.90	35.50	21.40	28.00	30.30
2008	27.40	23.30	50.80	21.50	40.30
2009	61.90	27.70	31.40	40.40	43.50
2010	29.20	36.50	54.60	36.00	25.40
2011	30.00	33.70	39.90	26.80	41.00
2012	35.90	37.30	59.30	45.10	34.70
2013	40.20	30.20	65.40	31.50	30.50
2014	26.50	36.00	30.90	41.20	25.20
2015	23.70	32.10	42.30	28.10	43.20
2016	29.29	32.06	43.11	30.24	20.20
2017	26.60	30.90	60.20	30.24	42.40
Promedio	29.29	32.06	43.11	30.24	32.89

En la tabla 3.19 se observa datos de precipitación máxima en 24 horas de cinco estaciones desde el año 1995 - 2017

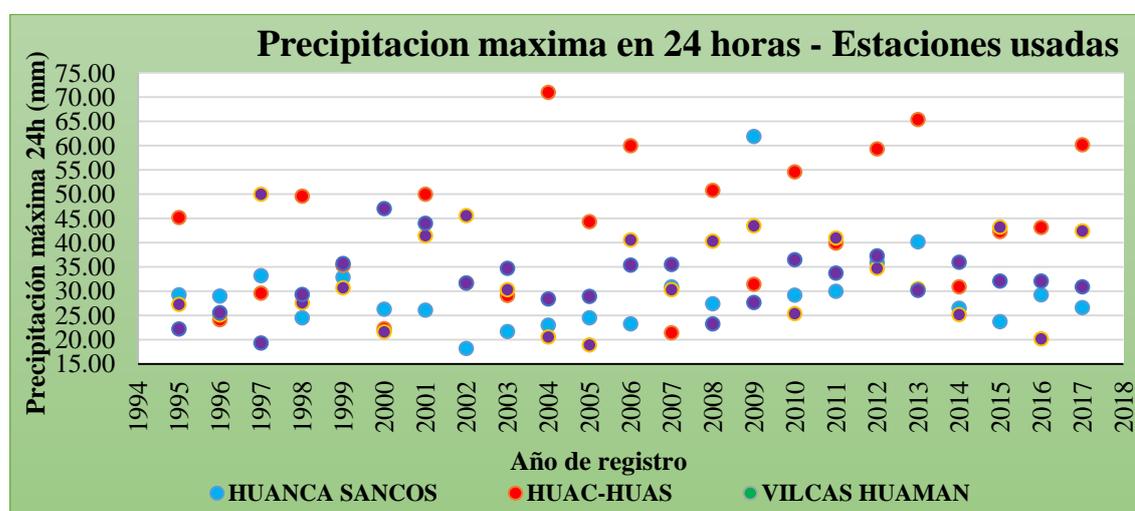


Figura 3.2. Precipitación máxima en 24 horas - Estaciones usadas

En la figura 3.2 se aprecia la variación de precipitación máxima en 24 horas a lo largo del 1995 - 2017 de las cinco estaciones usadas.

Tabla 3.20. Precipitación 24h máxima promedio en la cuenca del río Caracha (Método de Isoyetas)

Año	Huanca Sancos	Chilcayocc	Huac-huas	Vilcas Huamán	Lucanas	Caracha
1995	29.29	22.20	45.20	34.20	27.30	32.64
1996	29.00	25.60	24.10	27.60	25.10	27.47
1997	33.20	19.30	29.60	25.20	50.00	33.70
1998	24.50	29.30	49.60	22.60	27.60	31.12
1999	32.90	35.70	35.30	18.30	30.70	34.01
2000	26.30	47.00	22.30	24.60	21.60	25.59
2001	26.10	44.00	50.00	20.50	41.40	33.93
2002	18.20	31.70	31.70	33.20	45.60	23.30
2003	21.70	34.70	29.10	26.80	30.30	24.28
2004	23.00	28.40	71.00	27.70	20.60	34.43
2005	24.50	28.90	44.30	48.40	18.90	27.41
2006	23.30	35.40	60.00	27.30	40.60	28.78
2007	30.90	35.50	21.40	28.00	30.30	28.76
2008	27.40	23.30	50.80	21.50	40.30	34.41
2009	61.90	27.70	31.40	40.40	43.50	54.36
2010	29.20	36.50	54.60	36.00	25.40	34.95
2011	30.00	33.70	39.90	26.80	41.00	33.60
2012	35.90	37.30	59.30	45.10	34.70	41.11
2013	40.20	30.20	65.40	31.50	30.50	45.82
2014	26.50	36.00	30.90	41.20	25.20	27.01
2015	23.70	32.10	42.30	28.10	43.20	29.86
2016	29.29	32.06	43.11	30.24	20.20	31.96
2017	26.60	30.90	60.20	30.24	42.40	36.04
Promedio	29.29	32.06	43.11	30.24	32.89	32.81

Los resultados obtenidos de la tabla 3.20 mencionan la Precipitación 24h máxima promedio en la cuenca del río Caracha utilizando el método de isoyetas.

3.2.4. Datos atípicos y prueba de hipótesis de precipitación máxima en 24h (mm) para cuenca Caracha

Tabla 3.21. Obtención de datos atípicos

N°	Prec. Máx diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < L_n < Y_s$
1	32.64	1995	3.49	Verificado
2	27.47	1996	3.31	Verificado
3	33.70	1997	3.52	Verificado
4	31.12	1998	3.44	Verificado
5	34.01	1999	3.53	Verificado
6	25.59	2000	3.24	Verificado
7	33.93	2001	3.52	Verificado
8	23.30	2002	3.15	Verificado
9	24.28	2003	3.19	Verificado
10	34.43	2004	3.54	Verificado
11	27.41	2005	3.31	Verificado
12	28.78	2006	3.36	Verificado
13	28.76	2007	3.36	Verificado
14	34.41	2008	3.54	Verificado
15	54.36	2009	4.00	Atípico
16	34.95	2010	3.55	Verificado
17	33.60	2011	3.51	Verificado
18	41.11	2012	3.72	Verificado
19	45.82	2013	3.82	Verificado
20	27.01	2014	3.30	Verificado
21	29.86	2015	3.40	Verificado
22	31.96	2016	3.46	Verificado
23	36.04	2017	3.58	Verificado
Promedio	32.81	Media Ln	3.47	
Desv. Est	7.00	Desvió Ln	0.20	
		K	2.448	
		Lim. Superior	3.95	
		Lim. Inferior	2.99	

En la tabla 3.21 con respecto a la cuenca de interés (Caracha) se aprecia que existe un valor atípico, el cual fue reemplazado con el inmediato inferior con una de las estaciones para que no haya ningún dato atípico.

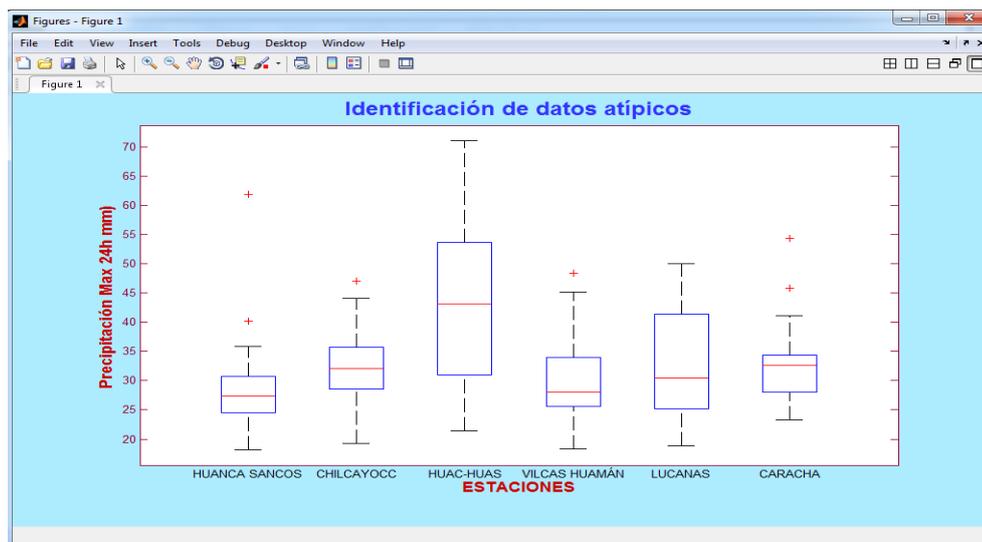


Figura 3.3. Identificación de datos atípicos (Boxplot)

La figura 3.3 con respecto a la cuenca de interés (Caracha) muestra dos valores atípicos.

Tabla 3.22. Determinación de datos atípicos verificado

Nº	Prec. Máx diaria anual	Año	Ln Max	Condición $Y_i < Ln < Y_s$
1	32.64	1995	3.49	Verificado
2	27.47	1996	3.31	Verificado
3	33.70	1997	3.52	Verificado
4	31.12	1998	3.44	Verificado
5	34.01	1999	3.53	Verificado
6	25.59	2000	3.24	Verificado
7	33.93	2001	3.52	Verificado
8	23.30	2002	3.15	Verificado
9	24.28	2003	3.19	Verificado
10	34.43	2004	3.54	Verificado
11	27.41	2005	3.31	Verificado
12	28.78	2006	3.36	Verificado
13	28.76	2007	3.36	Verificado
14	34.41	2008	3.54	Verificado
15	43.50	2009	3.77	Verificado
16	34.95	2010	3.55	Verificado
17	33.60	2011	3.51	Verificado
18	41.11	2012	3.72	Verificado
19	45.82	2013	3.82	Verificado
20	27.01	2014	3.30	Verificado
21	29.86	2015	3.40	Verificado
22	31.96	2016	3.46	Verificado
23	36.04	2017	3.58	Verificado
Promedio	32.33	Media Ln	3.46	
Desv. Est	5.73	Desvió Ln	0.17	
		K	2.448	
		Lim. Superior	3.89	
		Lim. Inferior	3.04	

En la tabla 3.22 con respecto a la cuenca de interés (Caracha) en el año 2009 la PPmax de la Cuenca Caracha Obtenido es reemplazado con la PPmax de la Estación de Lucanas para que no haya ningún dato atípico, cuyos datos fueron sujetos a pruebas de rachas, homogeneidad y estacionariedad.

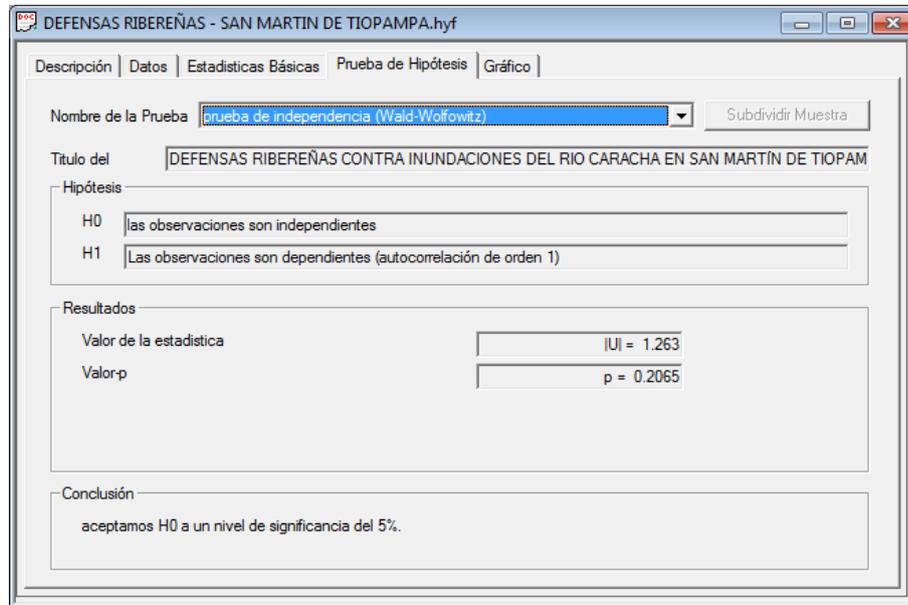


Figura 3.4. Prueba de independencia (Wald - Wolfowitz)

En la figura 3.4 se llega a la conclusión que “las observaciones son independientes a un nivel de significancia del 5%”.

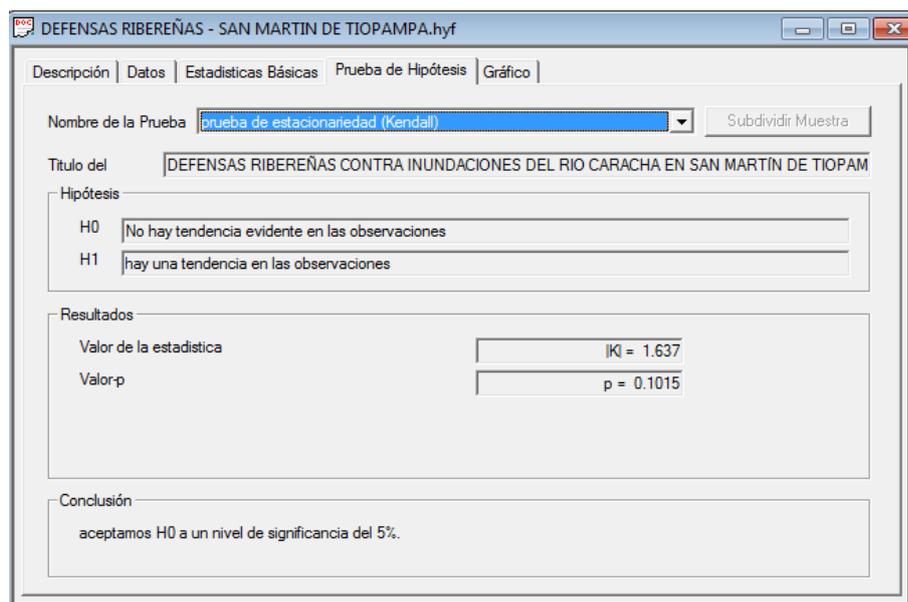


Figura 3.5. Prueba de estacionariedad (Kendall)

En la figura 3.5 se llega a la conclusión que no “hay tendencia evidente en las observaciones a un nivel de significancia del 5%.”

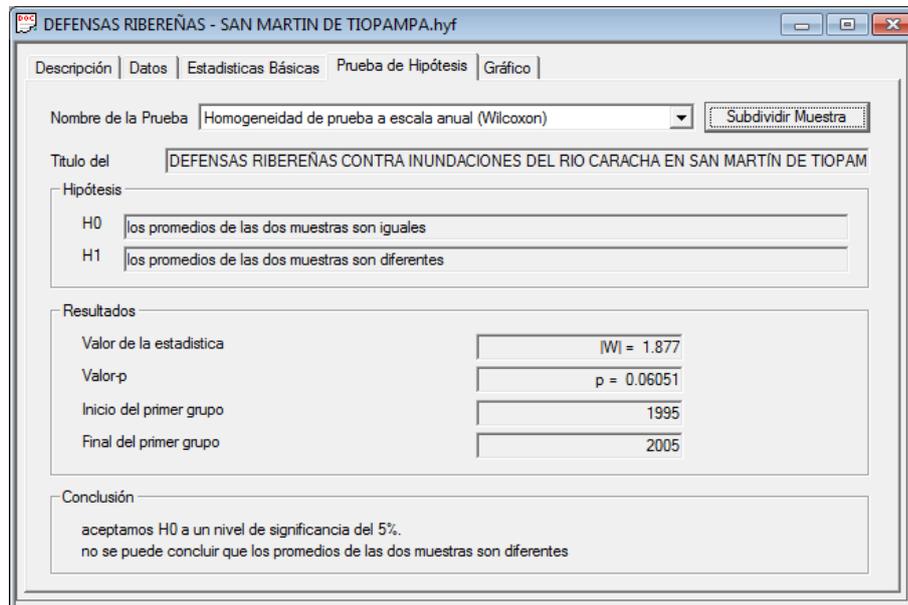


Figura 3.6. Homogeneidad de prueba a escala anual (Wilcoxon)

En la figura 3.6 se llega a la conclusión que “los promedios de las dos muestras o grupos (1995-2005) y (2006-2017) son iguales a un nivel de significancia del 5%”.

3.2.5. Test de prueba de Chi-cuadrado

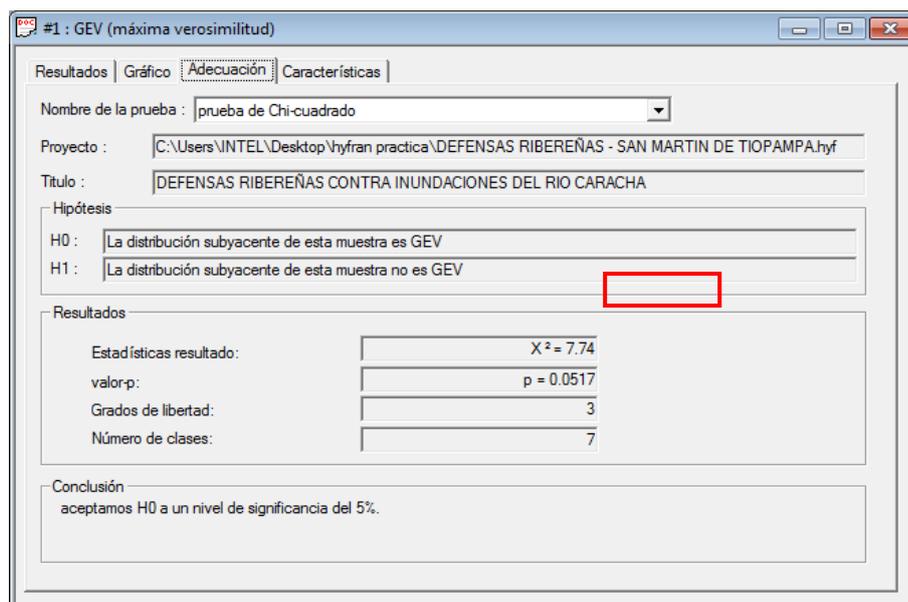


Figura 3.7. Prueba Chi-Cuadrado GEV (máxima verosimilitud)

En la figura 3.7 se llega a la conclusión que “la distribución subyacente de la muestra es GEV a un nivel de significancia del 5%, con un Error Estándar $X^2 = 7.74$ ”.

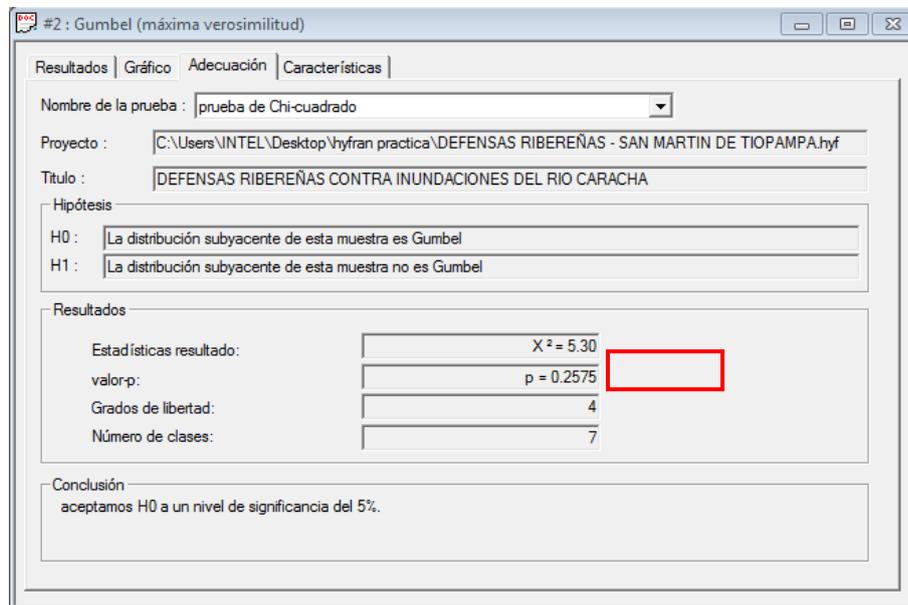


Figura 3.8. Prueba Chi-Cuadrado Gumbel (máxima verosimilitud)

En la figura 3.8 se llega a la conclusión que “la distribución subyacente de la muestra es Gumbel a un nivel de significancia del 5%, con un Error Estándar $X^2 = 5.30$ ”.

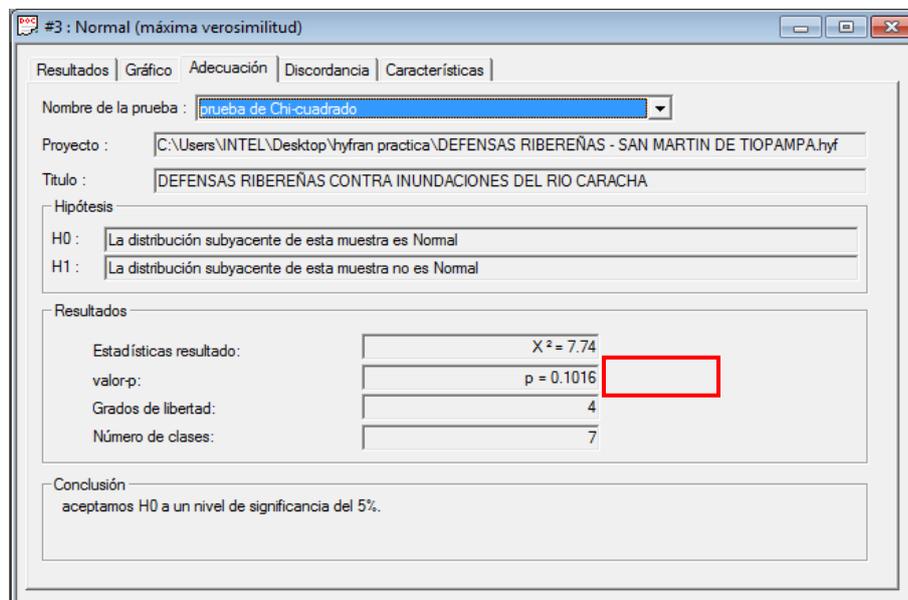


Figura 3.9. Prueba Chi-Cuadrado Normal (máxima verosimilitud)

En la figura 3.9 se llega a la conclusión que “la distribución subyacente de la muestra es Normal a un nivel de significancia del 5%, con un Error Estándar $X^2 = 7.74$ ”.

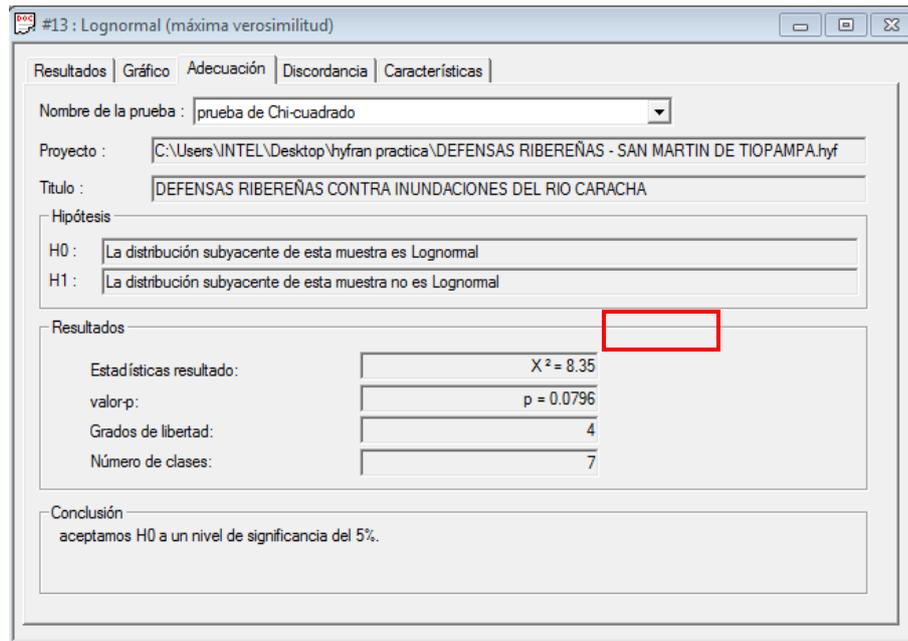


Figura 3.10. Prueba Chi-Cuadrado LogNormal (máxima verosimilitud)

En la figura 3.10 se llega a la conclusión que “la distribución subyacente de la muestra es LogNormal a un nivel de significancia del 5%, con un Error Estándar $X^2 = 8.35$ ”.

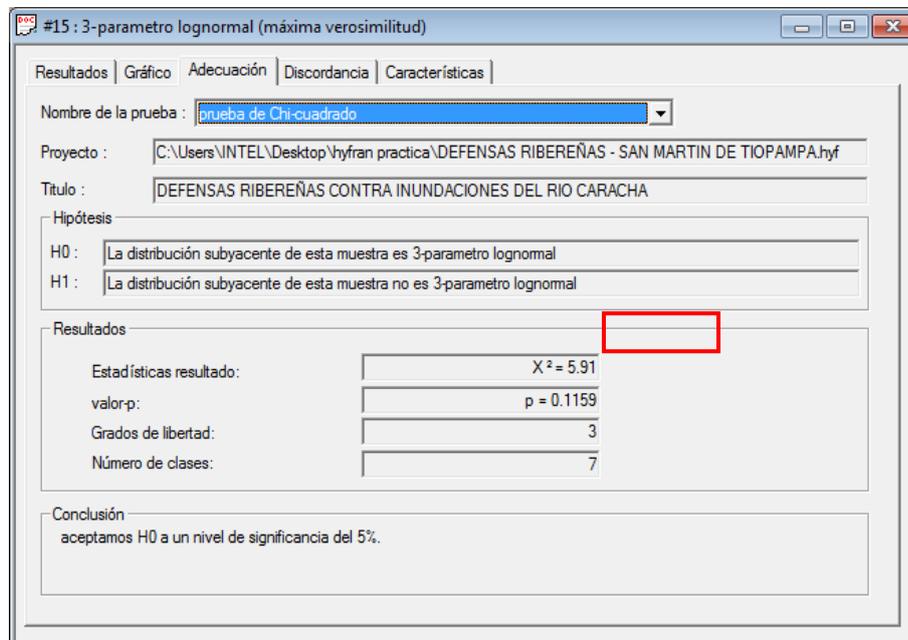


Figura 3.11. Prueba Chi-Cuadrado LogNormal con tres Parámetros (máxima verosimilitud)

En la figura 3.11 se llega a la conclusión que “la distribución subyacente de la muestra es LogNormal con tres Parámetros a un nivel de significancia del 5%, con un Error Estándar $X^2 = 5.91$ ”.

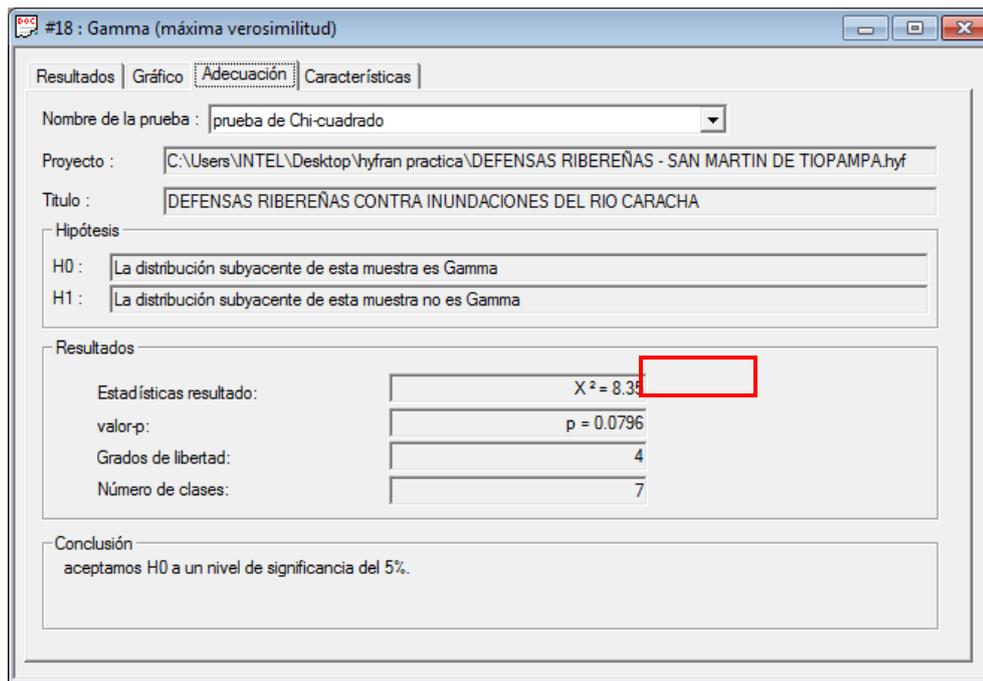


Figura 3.12. Prueba Chi-Cuadrado Gamma (máxima verosimilitud)

En la figura 3.12 se llega a la conclusión que “la distribución subyacente de la muestra es Gamma a un nivel de significancia del 5%, con un Error Estándar $X^2 = 8.35$ ”.

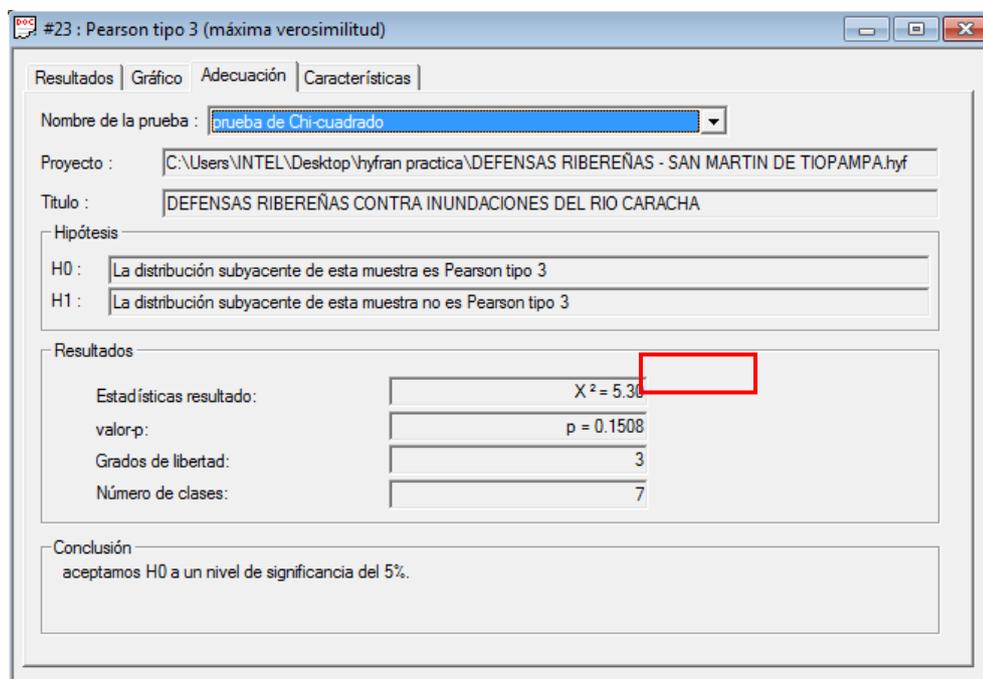


Figura 3.13. Prueba Chi-Cuadrado Pearson tipo III (máxima verosimilitud)

En la figura 3.13 se llega a la conclusión que “la distribución subyacente de la muestra es Pearson tipo III a un nivel de significancia del 5%, con un Error Estándar $X^2 = 5.30$ ”.

Tabla 3.23. Selección la función de distribución de probabilidad

Función	Error Estándar X^2	D mín	Calificación
Gev	7.74		3
Gumbel	5.30	X	1
Normal	7.74		3
Log normal	8.35		4
Log normal 3P	5.91		2
Gamma	8.35		4
Pearson tipo III	5.30	X	1

En la tabla 3.23 se aprecia que la función de distribución de probabilidad Gumbel y Pearson tipo III tienen menor Error Estándar $X^2=5.30$ (ambas funciones).

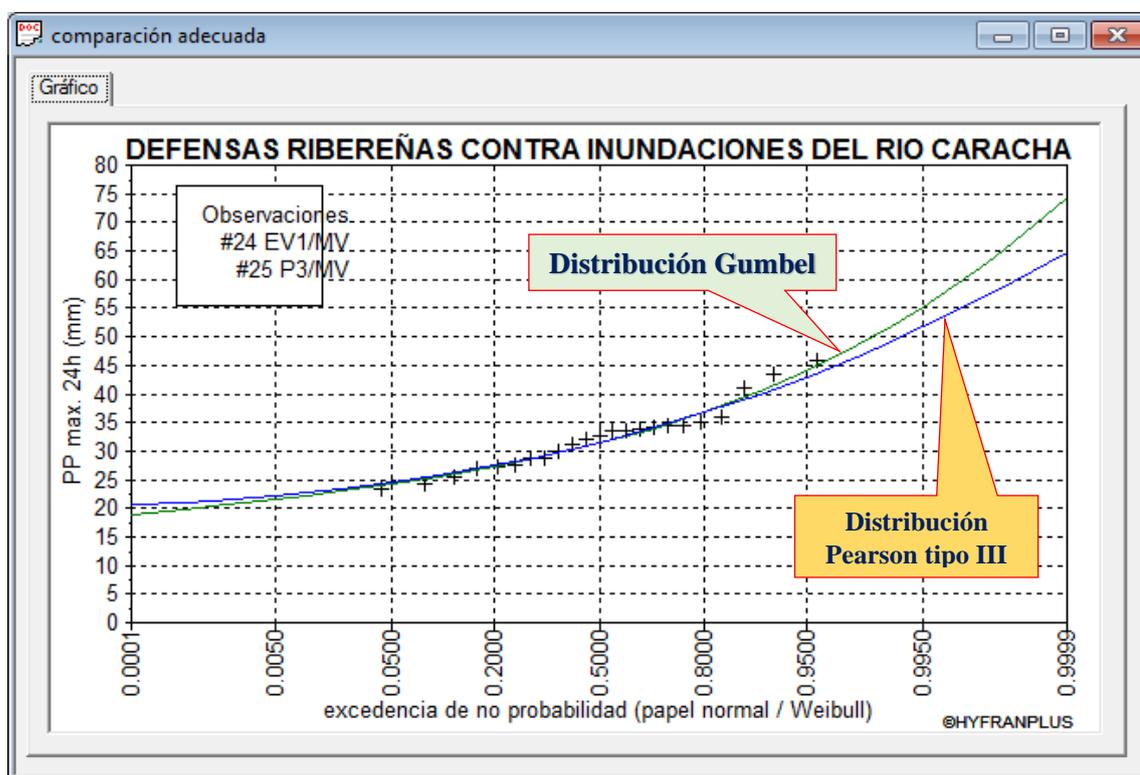


Figura 3.14. Análisis gráfico de la función de distribución de probabilidad Gumbel y Pearson tipo III

En la figura 3.14 según el análisis gráfico se aprecia que la curva real se ajusta más a la distribución Gumbel.

3.2.6. Precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos de retorno y selección del período de retorno

Tabla 3.24. Función de distribución de probabilidades

T	GEV	Gumbel	Normal	Log normal	Log normal 3p	Gamma	Pearson tipo III	Precipitación de diseño ponderada x1.13
500	53.28	59.69	48.84	52.50	55.22	50.45	54.92	67.45
200	50.52	55.25	47.10	49.82	51.76	48.26	51.70	62.43
100	48.29	51.88	45.67	47.71	49.12	46.49	49.19	58.62
50	45.92	48.50	44.11	45.51	46.44	44.61	46.58	54.81
25	43.39	45.10	42.37	43.17	43.68	42.58	43.86	50.96
20	42.54	43.99	41.77	42.39	42.77	41.88	42.95	49.71
10	39.75	40.51	39.68	39.80	39.84	39.56	40.00	45.78
5	36.67	36.88	37.16	36.87	36.67	36.85	36.75	41.67
3	34.07	33.99	34.80	34.34	34.04	34.49	34.11	38.41
2	31.63	31.40	32.33	31.87	31.58	32.03	31.51	35.48

De acuerdo a la tabla 3.24, se presentan las precipitaciones máximas probables para distintos períodos de retorno y según el análisis de la tabla 3.23 y figura 3.14 la curva real se ajusta más a la distribución Gumbel. Estos valores fueron luego ponderados de antemano con el factor $R = 1,13$, que fue elaborado por Hershfield (1961) con el fin de obtener las precipitaciones máximas probables desde las precipitaciones máximas diarias (24 horas).

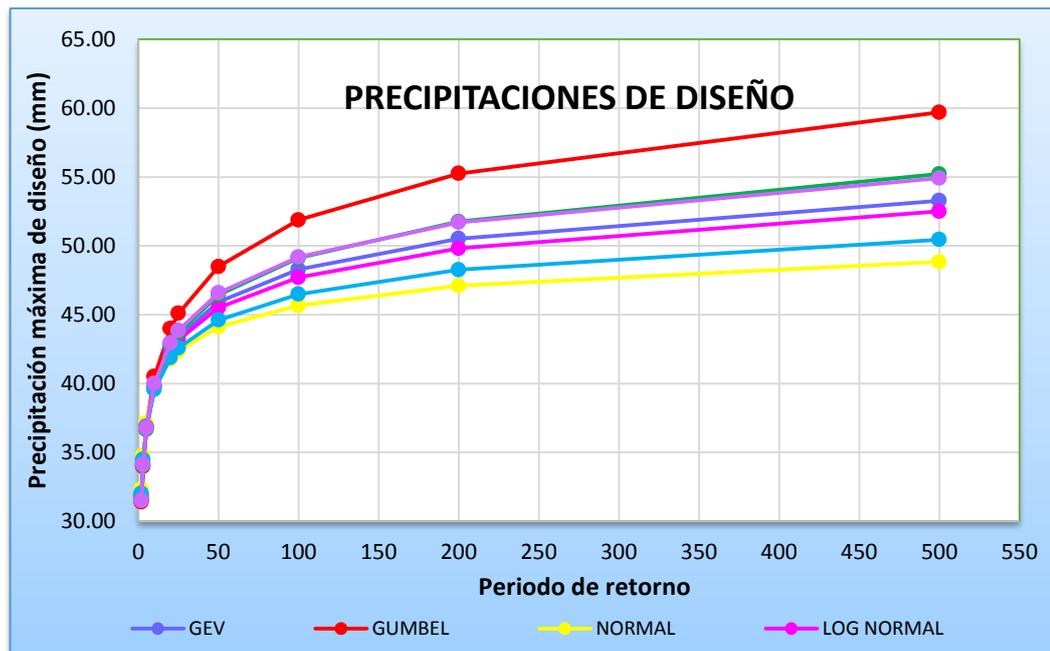


Figura 3.15. Precipitación máxima en 24 horas - Período de retorno

En la figura 3.15 según la curva de precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno se aprecia que la curva de la distribución Gumbel es superior a las demás curvas de la distribución.

Tabla 3.25. Riesgo de falla de la estructura

T (años)	n (años)	R
2	25	100.00%
5	25	99.62%
10	25	92.82%
25	25	63.96%
50	25	39.65%
100	25	22.22%
200	25	11.78%
500	25	4.88%

Según la tabla 3.25 para el presente proyecto de tesis “se asumió un riesgo de falla de 22.22 %, y una vida útil de defensas ribereñas de 25 años, generando un periodo de retorno de 100 años”, con el cual se procedió a la obtención del caudal de diseño.

3.2.7. Curvas intensidad - duración – frecuencia

Tabla 3.26. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de duración

T (Años)	500	200	100	50	25	10	5	2	Duración (h)
Pmax 24 horas	67.45	62.43	58.62	54.81	50.96	45.78	41.67	35.48	
PRECIPITACION (mm.h⁻¹)	30.47	28.21	26.49	24.76	23.03	20.68	18.83	16.03	1
	18.12	16.77	15.75	14.72	13.69	12.30	11.20	9.53	2
	13.37	12.37	11.62	10.86	10.10	9.07	8.26	7.03	3
	10.77	9.97	9.36	8.75	8.14	7.31	6.66	5.67	4
	9.11	8.44	7.92	7.41	6.89	6.19	5.63	4.79	5
	7.95	7.36	6.91	6.46	6.01	5.39	4.91	4.18	6
	7.08	6.55	6.15	5.75	5.35	4.81	4.38	3.73	7
	6.41	5.93	5.57	5.21	4.84	4.35	3.96	3.37	8
	5.86	5.43	5.10	4.77	4.43	3.98	3.62	3.09	9
	5.42	5.02	4.71	4.40	4.09	3.68	3.35	2.85	10
	5.05	4.67	4.39	4.10	3.81	3.42	3.12	2.65	11
	4.73	4.37	4.11	3.84	3.57	3.21	2.92	2.49	12
	4.45	4.12	3.87	3.62	3.36	3.02	2.75	2.34	13
	4.21	3.90	3.66	3.42	3.18	2.86	2.60	2.21	14
	4.00	3.70	3.48	3.25	3.02	2.71	2.47	2.10	15
	3.81	3.53	3.31	3.10	2.88	2.59	2.35	2.00	16
	3.64	3.37	3.16	2.96	2.75	2.47	2.25	1.91	17
	3.49	3.23	3.03	2.83	2.63	2.37	2.15	1.83	18
	3.35	3.10	2.91	2.72	2.53	2.27	2.07	1.76	19
	3.22	2.98	2.80	2.62	2.43	2.19	1.99	1.70	20
	3.11	2.88	2.70	2.52	2.35	2.11	1.92	1.63	21
	3.00	2.78	2.61	2.44	2.27	2.04	1.85	1.58	22
	2.90	2.69	2.52	2.36	2.19	1.97	1.79	1.53	23
	2.81	2.60	2.44	2.28	2.12	1.91	1.74	1.48	24

En la tabla 3.26 se han generado precipitaciones máximas para diferentes periodos de duración con el método de Dyck Peschke.

Tabla 3.27. Curvas intensidad duración frecuencia método de Dyck Peschke

T (Años)	500	200	100	50	25	10	5	2	Duración (h)
Pmax 24 horas	67.45	62.43	58.62	54.81	50.96	45.78	41.67	35.48	
PRECIPITACION (mm.h⁻¹)	30.47	28.21	26.49	24.76	23.03	20.68	18.83	16.03	1
	18.12	16.77	15.75	14.72	13.69	12.30	11.20	9.53	2
	13.37	12.37	11.62	10.86	10.10	9.07	8.26	7.03	3
	10.77	9.97	9.36	8.75	8.14	7.31	6.66	5.67	4
	9.11	8.44	7.92	7.41	6.89	6.19	5.63	4.79	5
	7.95	7.36	6.91	6.46	6.01	5.39	4.91	4.18	6
	7.08	6.55	6.15	5.75	5.35	4.81	4.38	3.73	7
	6.41	5.93	5.57	5.21	4.84	4.35	3.96	3.37	8
	5.86	5.43	5.10	4.77	4.43	3.98	3.62	3.09	9
	5.42	5.02	4.71	4.40	4.09	3.68	3.35	2.85	10
	5.05	4.67	4.39	4.10	3.81	3.42	3.12	2.65	11
	4.73	4.37	4.11	3.84	3.57	3.21	2.92	2.49	12
	4.45	4.12	3.87	3.62	3.36	3.02	2.75	2.34	13
	4.21	3.90	3.66	3.42	3.18	2.86	2.60	2.21	14
	4.00	3.70	3.48	3.25	3.02	2.71	2.47	2.10	15
	3.81	3.53	3.31	3.10	2.88	2.59	2.35	2.00	16
	3.64	3.37	3.16	2.96	2.75	2.47	2.25	1.91	17
	3.49	3.23	3.03	2.83	2.63	2.37	2.15	1.83	18
	3.35	3.10	2.91	2.72	2.53	2.27	2.07	1.76	19
	3.22	2.98	2.80	2.62	2.43	2.19	1.99	1.70	20
	3.11	2.88	2.70	2.52	2.35	2.11	1.92	1.63	21
	3.00	2.78	2.61	2.44	2.27	2.04	1.85	1.58	22
	2.90	2.69	2.52	2.36	2.19	1.97	1.79	1.53	23
	2.81	2.60	2.44	2.28	2.12	1.91	1.74	1.48	24

En la tabla 3.27 se ha generado Intensidad Duración Frecuencia método de Dyck Peschke el cual nos sirve para general la curva IDF.

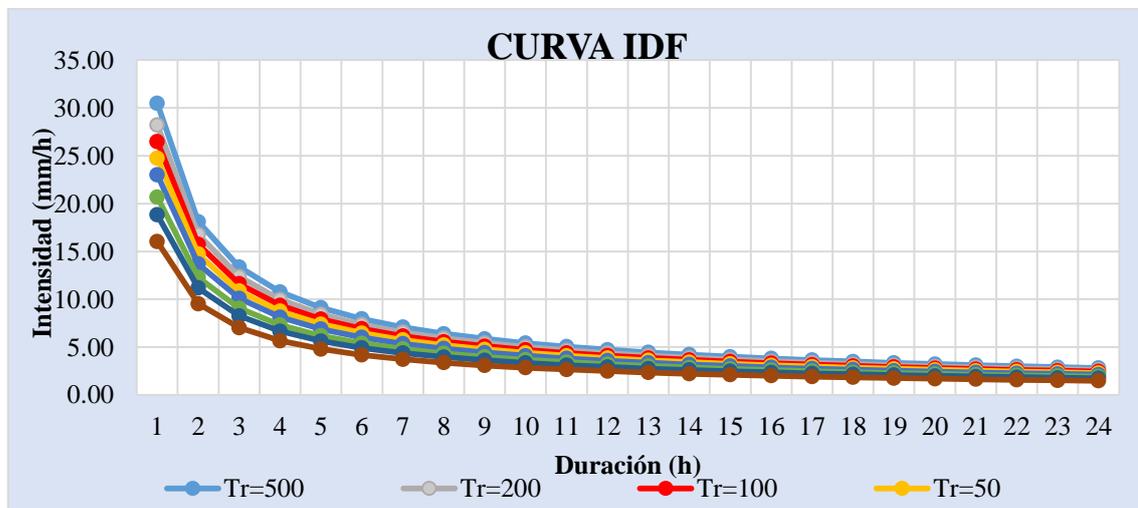


Figura 3.16. Curvas IDF

En la figura 3.16 se aprecia la curva IDF para diferentes periodos de retorno.

3.2.8. Hietogramas de diseño

Seguidamente, “se presentan los hietogramas de diseño para los diferentes periodos de retorno las cuales nos sirvieron como datos de entrada para el modelamiento en HEC-HMS y obtener los caudales máximos para cada periodo de retorno en estudio (500, 200, 100, 50 y 10)”.

Tabla 3.28. Bloques alternos (Tr=500 años)

Duración (h)	Intensidad (mm.h⁻¹)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (h)	Precipitación (mm)
1	30.47	30.47	30.47	0-1	0.74
2	18.12	36.24	5.77	1-2	0.79
3	13.37	40.11	3.87	2-3	0.85
4	10.77	43.10	2.99	3-4	0.93
5	9.11	45.57	2.47	4-5	1.03
6	7.95	47.69	2.13	5-6	1.15
7	7.08	49.57	1.87	6-7	1.31
8	6.41	51.25	1.68	7-8	1.53
9	5.86	52.78	1.53	8-9	1.87
10	5.42	54.19	1.41	9-10	2.47
11	5.05	55.50	1.31	10-11	3.87
12	4.73	56.72	1.22	11-12	30.47
13	4.45	57.86	1.15	12-13	5.77
14	4.21	58.95	1.08	13-14	2.99
15	4.00	59.97	1.03	14-15	2.13
16	3.81	60.95	0.98	15-16	1.68
17	3.64	61.88	0.93	16-17	1.41
18	3.49	62.77	0.89	17-18	1.22
19	3.35	63.62	0.85	18-19	1.08
20	3.22	64.44	0.82	19-20	0.98
21	3.11	65.24	0.79	20-21	0.89
22	3.00	66.00	0.76	21-22	0.82
23	2.90	66.74	0.74	22-23	0.76
24	2.81	67.45	0.71	23-24	0.71

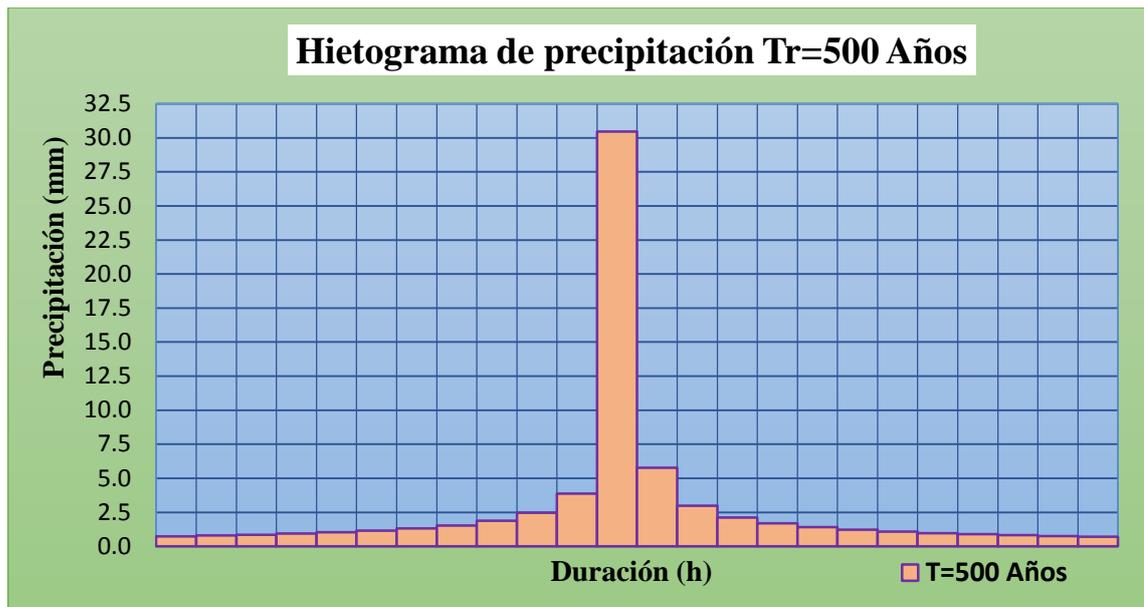


Figura 3.17. Hietograma de diseño Tr=500 años

Tabla 3.29. Bloques alternos (Tr=200 años)

Duración (h)	Intensidad (mm.h ⁻¹)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (h)	Precipitación (mm)
1	28.21	28.21	28.21	0-1	0.68
2	16.77	33.54	5.34	1-2	0.73
3	12.37	37.12	3.58	2-3	0.79
4	9.97	39.89	2.77	3-4	0.86
5	8.44	42.18	2.29	4-5	0.95
6	7.36	44.15	1.97	5-6	1.06
7	6.55	45.88	1.73	6-7	1.21
8	5.93	47.44	1.56	7-8	1.42
9	5.43	48.86	1.42	8-9	1.73
10	5.02	50.16	1.30	9-10	2.29
11	4.67	51.37	1.21	10-11	3.58
12	4.37	52.50	1.13	11-12	28.21
13	4.12	53.56	1.06	12-13	5.34
14	3.90	54.56	1.00	13-14	2.77
15	3.70	55.51	0.95	14-15	1.97
16	3.53	56.41	0.90	15-16	1.56
17	3.37	57.28	0.86	16-17	1.30
18	3.23	58.10	0.82	17-18	1.13
19	3.10	58.89	0.79	18-19	1.00
20	2.98	59.65	0.76	19-20	0.90
21	2.88	60.38	0.73	20-21	0.82
22	2.78	61.09	0.71	21-22	0.76
23	2.69	61.77	0.68	22-23	0.71
24	2.60	62.43	0.66	23-24	0.66

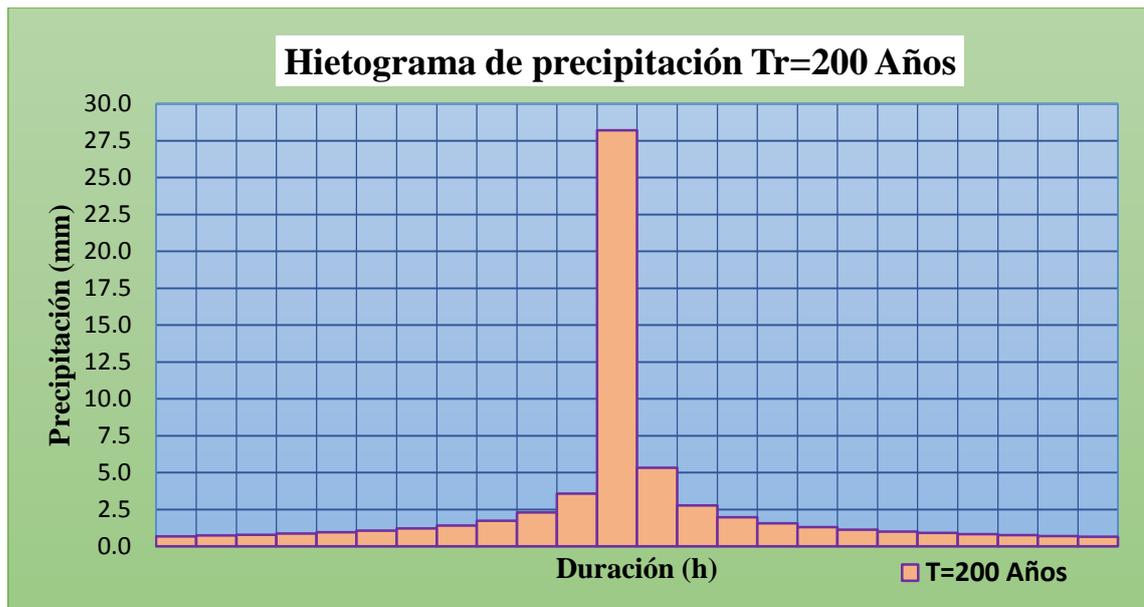


Figura 3.18. Hietograma de diseño Tr=200 años

Tabla 3.30. Bloques alternos (Tr=100 años)

Duración (h)	Intensidad (mm.h ⁻¹)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (h)	Precipitación (mm)
1	26.49	26.49	26.49	0-1	0.64
2	15.75	31.50	5.01	1-2	0.69
3	11.62	34.86	3.36	2-3	0.74
4	9.36	37.46	2.60	3-4	0.81
5	7.92	39.61	2.15	4-5	0.89
6	6.91	41.45	1.85	5-6	1.00
7	6.15	43.08	1.63	6-7	1.14
8	5.57	44.54	1.46	7-8	1.33
9	5.10	45.88	1.33	8-9	1.63
10	4.71	47.10	1.22	9-10	2.15
11	4.39	48.24	1.14	10-11	3.36
12	4.11	49.30	1.06	11-12	26.49
13	3.87	50.29	1.00	12-13	5.01
14	3.66	51.23	0.94	13-14	2.60
15	3.48	52.13	0.89	14-15	1.85
16	3.31	52.97	0.85	15-16	1.46
17	3.16	53.78	0.81	16-17	1.22
18	3.03	54.56	0.77	17-18	1.06
19	2.91	55.30	0.74	18-19	0.94
20	2.80	56.01	0.71	19-20	0.85
21	2.70	56.70	0.69	20-21	0.77
22	2.61	57.36	0.66	21-22	0.71
23	2.52	58.00	0.64	22-23	0.66
24	2.44	58.62	0.62	23-24	0.62

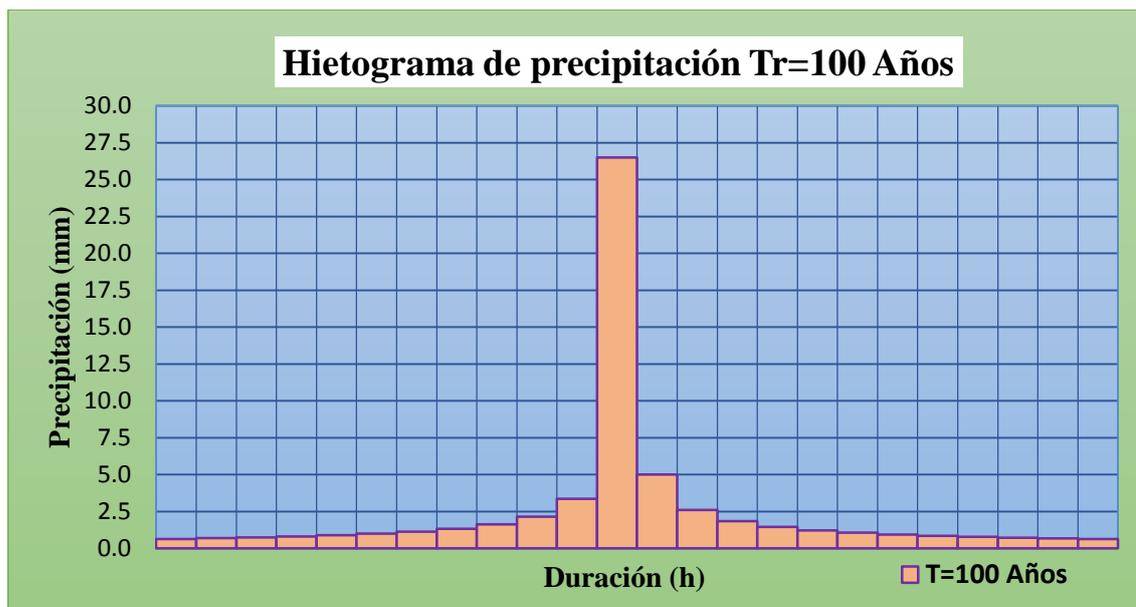


Figura 3.19. Hietograma de diseño Tr=100 años

Tabla 3.31. Bloques alternos (Tr=50 años)

Duración (h)	Intensidad (mm.h ⁻¹)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (h)	Precipitación (mm)
1	24.76	24.76	24.76	0-1	0.60
2	14.72	29.45	4.68	1-2	0.64
3	10.86	32.59	3.14	2-3	0.69
4	8.75	35.02	2.43	3-4	0.76
5	7.41	37.03	2.01	4-5	0.83
6	6.46	38.75	1.73	5-6	0.93
7	5.75	40.28	1.52	6-7	1.06
8	5.21	41.64	1.37	7-8	1.24
9	4.77	42.89	1.24	8-9	1.52
10	4.40	44.03	1.14	9-10	2.01
11	4.10	45.09	1.06	10-11	3.14
12	3.84	46.09	0.99	11-12	24.76
13	3.62	47.02	0.93	12-13	4.68
14	3.42	47.90	0.88	13-14	2.43
15	3.25	48.73	0.83	14-15	1.73
16	3.10	49.52	0.79	15-16	1.37
17	2.96	50.28	0.76	16-17	1.14
18	2.83	51.00	0.72	17-18	0.99
19	2.72	51.70	0.69	18-19	0.88
20	2.62	52.36	0.67	19-20	0.79
21	2.52	53.01	0.64	20-21	0.72
22	2.44	53.63	0.62	21-22	0.67
23	2.36	54.22	0.60	22-23	0.62
24	2.28	54.81	0.58	23-24	0.58

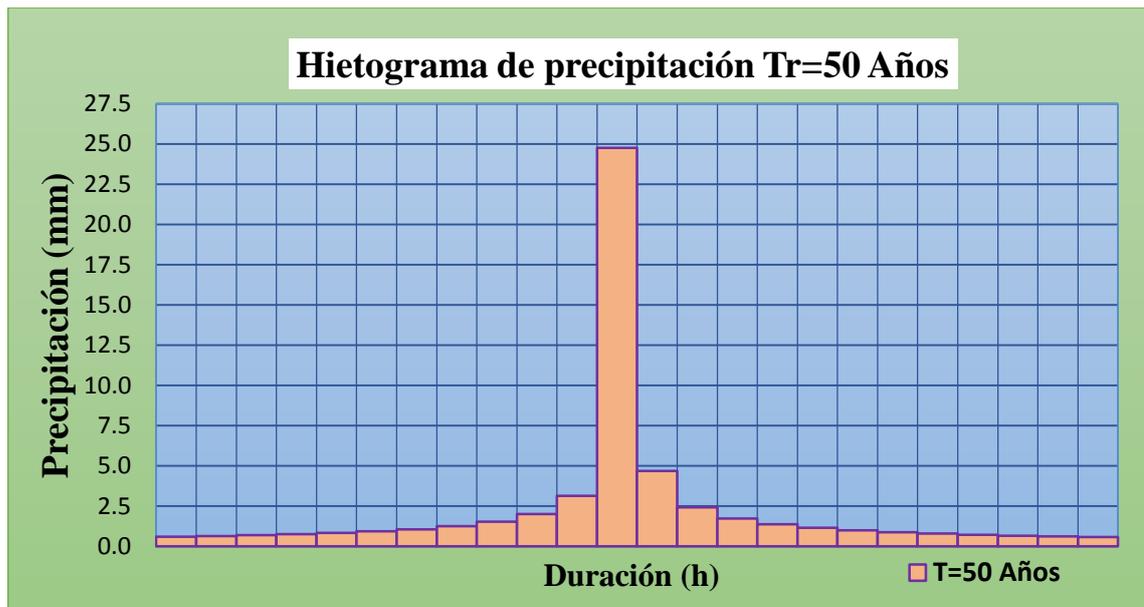


Figura 3.20. Hietograma de diseño Tr=50 años

Tabla 3.32. Bloques alternos (Tr=10 años)

Duración (h)	Intensidad (mm.h ⁻¹)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (h)	Precipitación (mm)
1	20.68	20.68	20.68	0-1	0.50
2	12.30	24.59	3.91	1-2	0.54
3	9.07	27.22	2.62	2-3	0.58
4	7.31	29.25	2.03	3-4	0.63
5	6.19	30.93	1.68	4-5	0.70
6	5.39	32.37	1.44	5-6	0.78
7	4.81	33.64	1.27	6-7	0.89
8	4.35	34.78	1.14	7-8	1.04
9	3.98	35.82	1.04	8-9	1.27
10	3.68	36.78	0.96	9-10	1.68
11	3.42	37.66	0.89	10-11	2.62
12	3.21	38.49	0.83	11-12	20.68
13	3.02	39.27	0.78	12-13	3.91
14	2.86	40.01	0.73	13-14	2.03
15	2.71	40.70	0.70	14-15	1.44
16	2.59	41.36	0.66	15-16	1.14
17	2.47	42.00	0.63	16-17	0.96
18	2.37	42.60	0.60	17-18	0.83
19	2.27	43.18	0.58	18-19	0.73
20	2.19	43.74	0.56	19-20	0.66
21	2.11	44.27	0.54	20-21	0.60
22	2.04	44.79	0.52	21-22	0.56
23	1.97	45.29	0.50	22-23	0.52
24	1.91	45.78	0.48	23-24	0.48

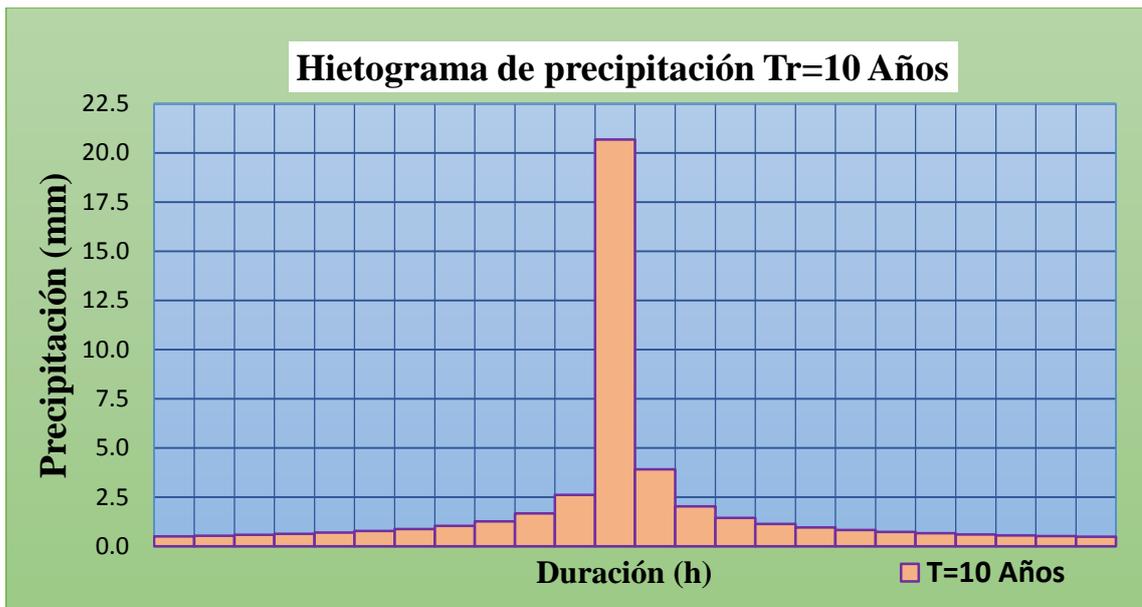


Figura 3.21. Hietograma de diseño Tr=10 años

3.2.9. Caudales máximos

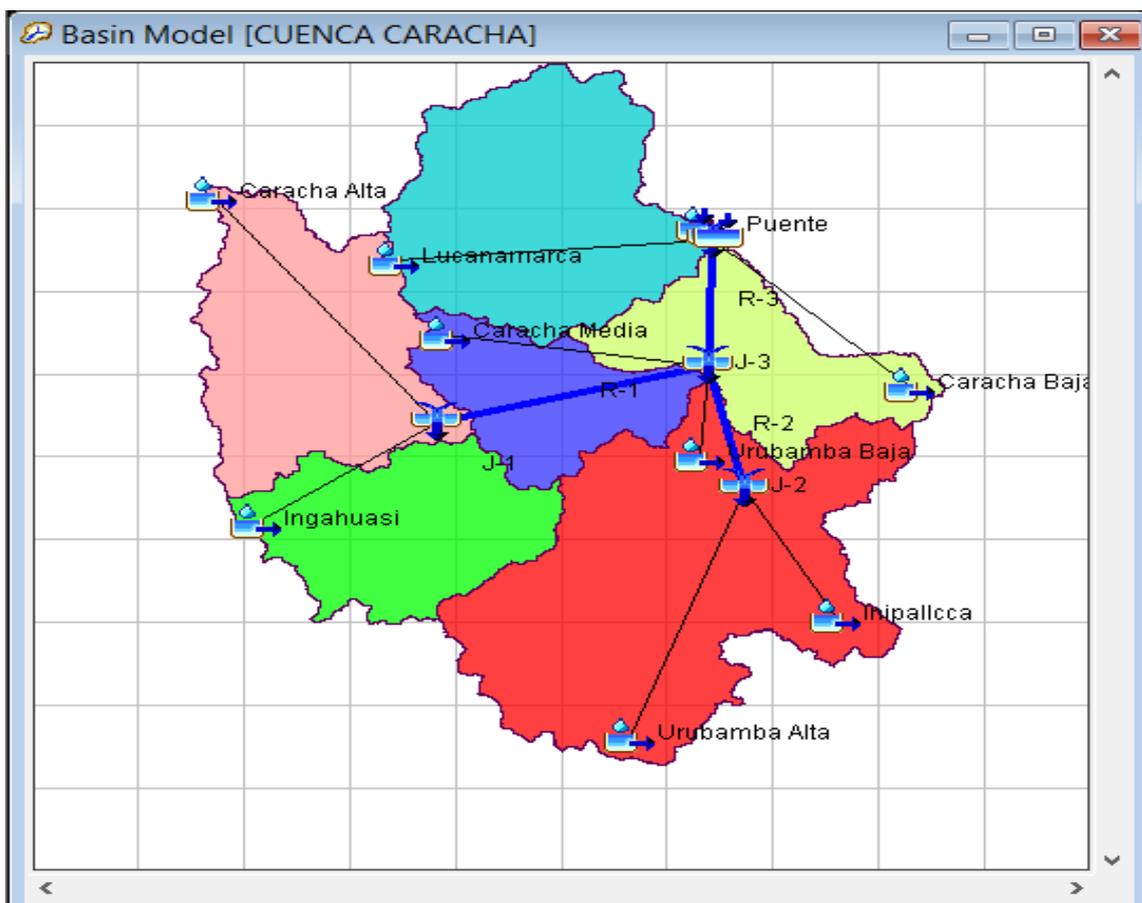


Figura 3.22. Modelo hidrológico importado al HEC-HMS

En la figura 3.22 se muestra el modelo conceptual importado al HEC-HMS de la cuenca Caracha dividido en 09 subcuencas (Caracha Alta, Caracha Media, Caracha Baja, Ingahuasi, Lucanamarca, Urubamba Alta, Urubamba Baja, Iñipallecca y Tiyo Ccocha), las cuales se definieron los caudales máximos de 10, 50, 100, 200 y 500 años de periodos de retorno.

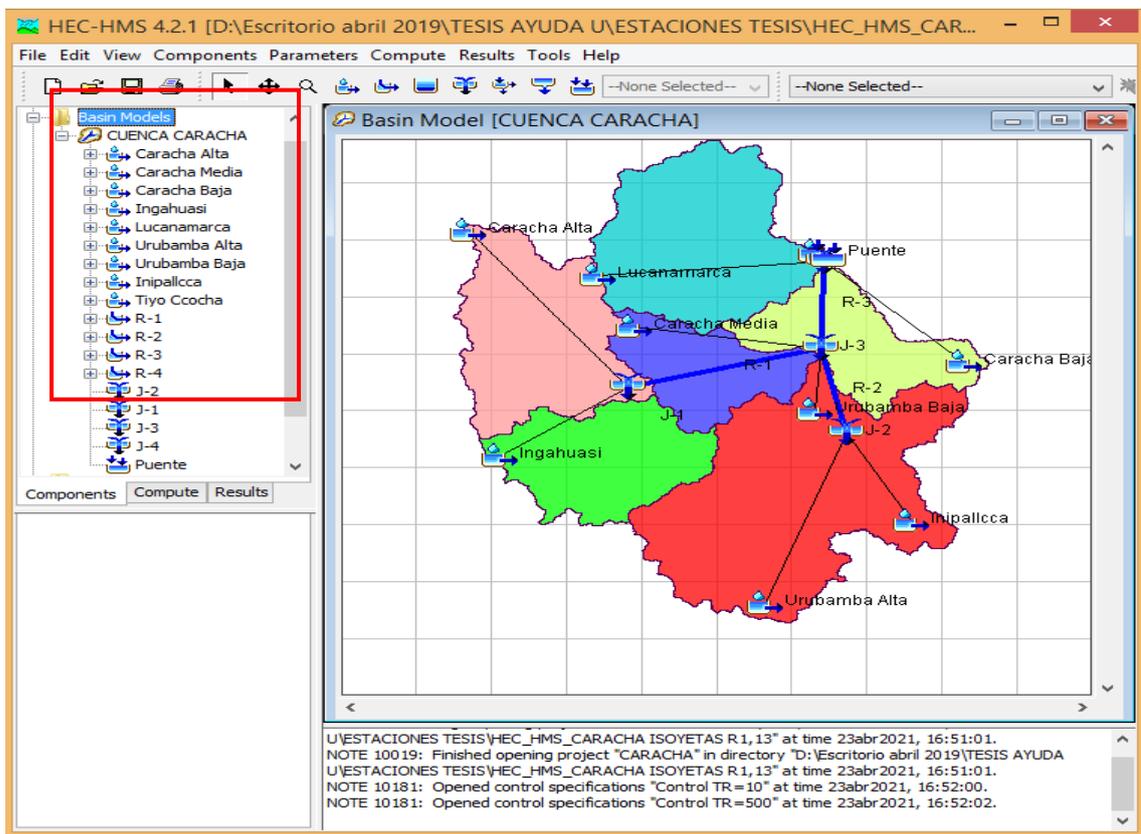


Figura 3.23. Modelo en Basin Models de la Cuenca Caracha y Subcuencas

En la figura 3.23 se ingresó datos de la cuenca y valores de los parámetros HEC-HMS en ríos y subcuencas.

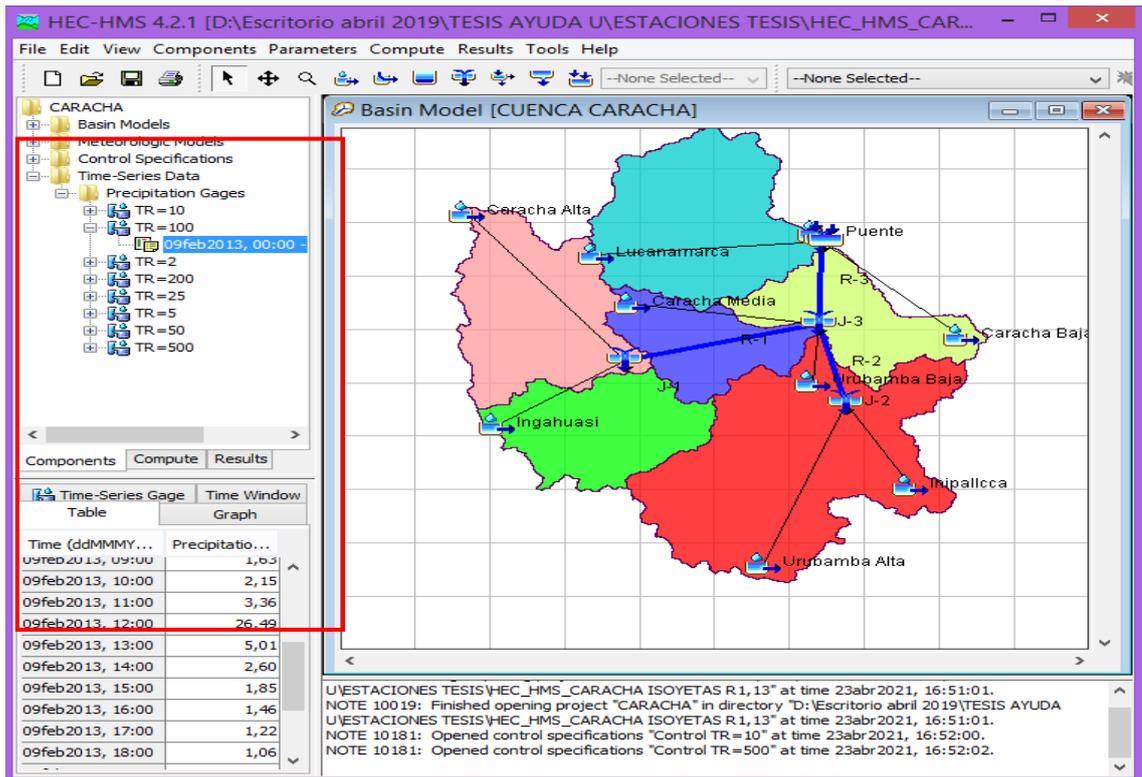


Figura 3.24. Asignación de hietogramas para cada periodo de retorno en Time-Series Data.

En la figura 3.24 se ingresó datos de hietogramas para cada periodo de retorno.

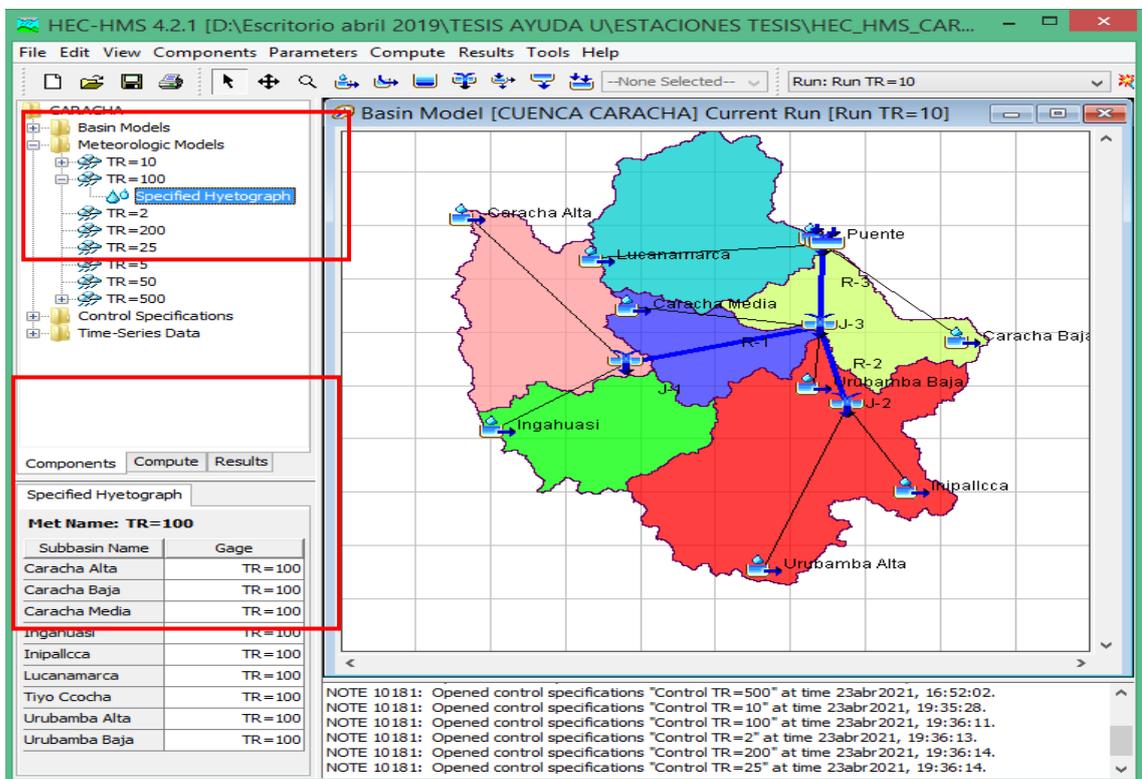


Figura 3.25. Asignación de modelo meteorológico para cada Subcuenca en Meteorologic Models

En la figura 3.25 se definió “el modelo meteorológico para la cuenca, se asignó las lluvias ingresadas a cada subcuenca para cada periodo de retorno”.

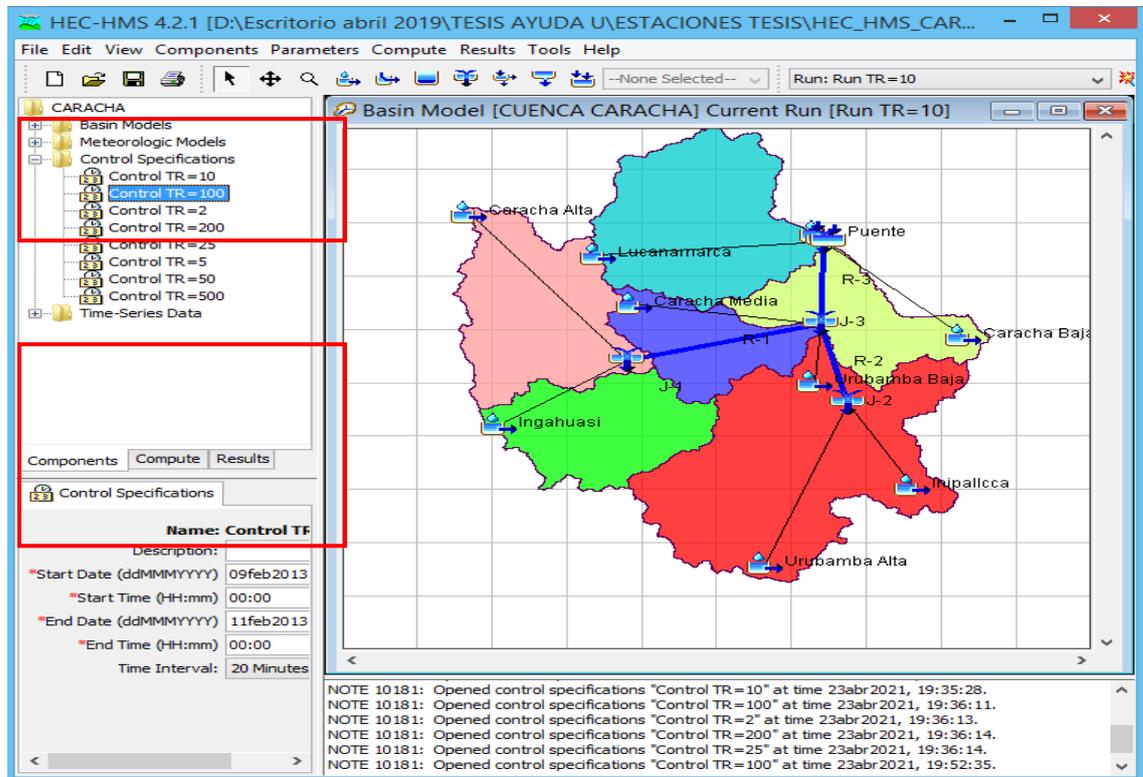


Figura 3.26. Asignación de formato de salida de resultados para cada periodo de retorno en Control Specifications.

En la figura 3.26 se definió el inicio y final del modelamiento, como también el intervalo de tiempo en donde se obtienen los resultados para cada periodo de retorno.

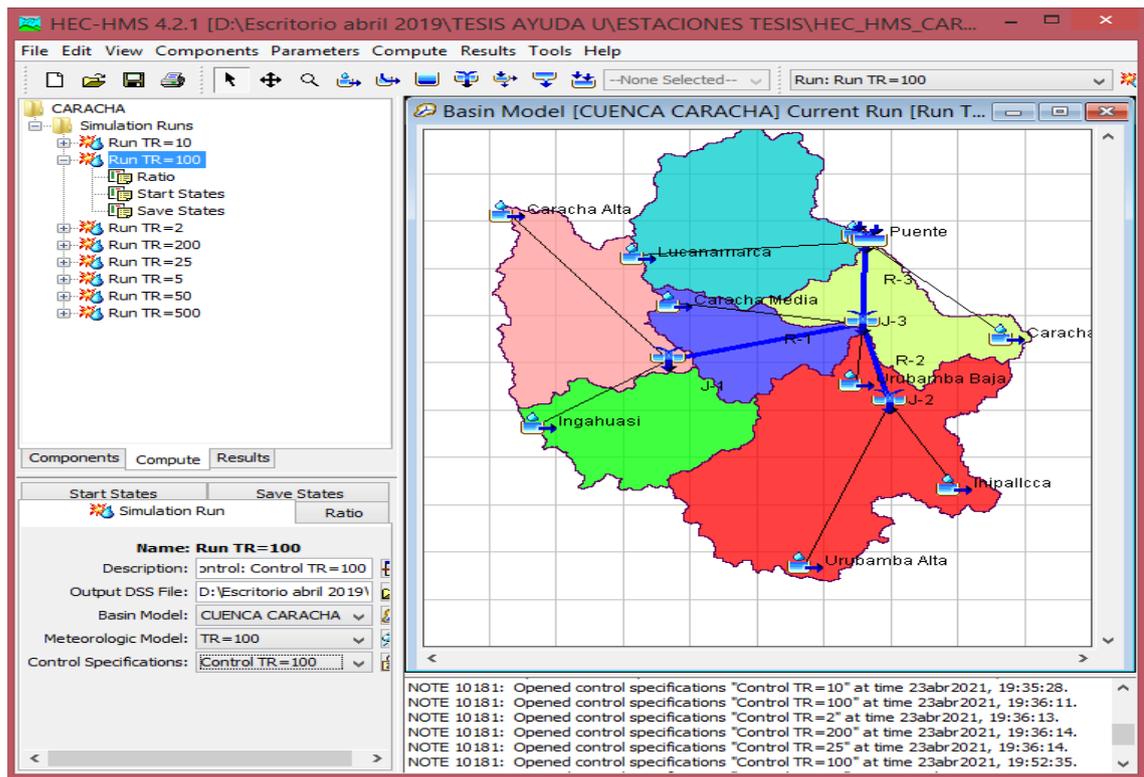


Figura 3.27. Asignación de nombre salida de resultados para cada periodo de retorno en Simulation Runs.

En la figura 3.27 se definió el nombre de salida, modelo meteorológico y formato de salida de resultados para cada periodo de retorno.

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Caracha Alta	602,304	166,4	09feb2013, 17:20	9,83
Caracha Media	318,433	115,1	09feb2013, 15:20	9,90
Caracha Baja	377,998	151,5	09feb2013, 14:20	8,83
Ingahuasi	448,017	163,8	09feb2013, 15:40	10,27
Lucanamarca	688,147	280,0	09feb2013, 15:00	9,93
Urubamba Alta	757,372	186,8	09feb2013, 19:00	10,35
Urubamba Baja	53,813	40,2	09feb2013, 13:00	10,27
Inipalcca	310,747	120,2	09feb2013, 15:00	9,92
Tiyo Ccocha	4,855	2,3	09feb2013, 12:00	4,24
R-2	1068,119	250,9	09feb2013, 18:40	10,23
R-3	2490,686	633,3	09feb2013, 20:20	10,10
R-4	3556,831	775,8	09feb2013, 20:20	9,93
J-2	1068,119	251,4	09feb2013, 18:00	10,23
J-1	1050,321	315,0	09feb2013, 16:20	10,01
J-3	2490,686	635,7	09feb2013, 18:40	10,10
J-4	3556,831	776,8	09feb2013, 19:40	9,93
Puente	3561,686	776,0	09feb2013, 20:20	9,92

Figura 3.28. Resumen de resultados de caudales máximos Tr=10 años

En la figura 3.28 se observa “el caudal de descarga para el puente Carapo (punto de análisis en estudio) es de 776.0 m³.s.⁻¹. para un periodo de retorno Tr=10 años”.

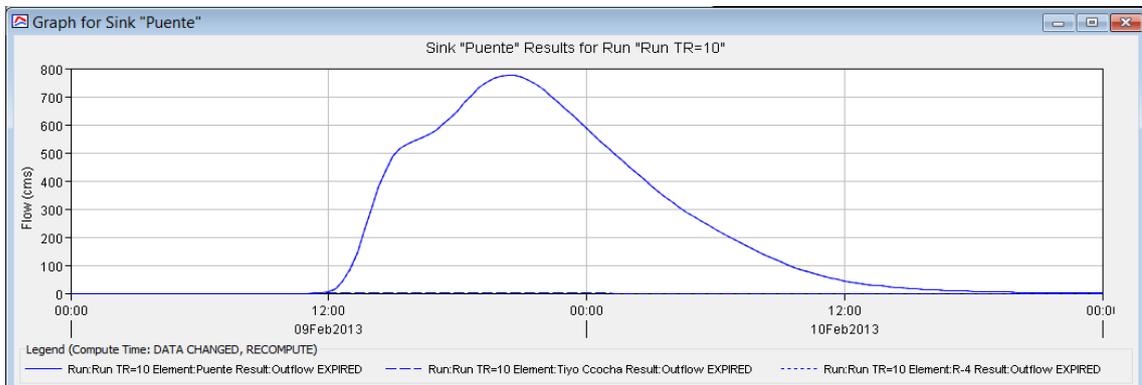


Figura 3.29. Hidrograma Puente Carapo Tr=10 años

En la figura 3.29 se observa “el hidrograma para el puente Carapo (punto de análisis en estudio) para un periodo de retorno Tr=10 años”.

The figure is a screenshot of a software window titled "Global Summary Results for Run 'Run TR=50'". It displays project information: "Project: CARACHA", "Simulation Run: Run TR=50", "Start of Run: 09feb2013, 00:00", "End of Run: 11feb2013, 00:00", "Basin Model: CUENCA CARACHA", "Meteorologic Model: TR=50", and "Control Specifications:Control TR=50". Below this, there are controls for "Show Elements: All Elements", "Volume Units: MM (selected) / 1000 M3", and "Sorting: Hydrologic". The main part of the window is a table with the following data:

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Caracha Alta	602,304	261,0	09feb2013, 17:00	14,90
Caracha Media	318,433	182,8	09feb2013, 15:20	14,99
Caracha Baja	377,998	248,1	09feb2013, 14:20	13,63
Ingahuasi	448,017	256,8	09feb2013, 15:40	15,45
Lucanamarca	688,147	445,2	09feb2013, 14:40	15,03
Urubamba Alta	757,372	288,2	09feb2013, 18:40	15,56
Urubamba Baja	53,813	63,7	09feb2013, 12:40	15,46
Inipallcca	310,747	191,3	09feb2013, 15:00	15,02
Tiyu Ccocha	4,855	5,1	09feb2013, 12:00	7,55
R-2	1068,119	387,1	09feb2013, 18:20	15,40
R-3	2490,686	982,0	09feb2013, 20:00	15,23
R-4	3556,831	1190,4	09feb2013, 20:20	15,02
J-2	1068,119	387,3	09feb2013, 17:20	15,40
J-1	1050,321	494,2	09feb2013, 16:20	15,13
J-3	2490,686	985,9	09feb2013, 18:20	15,24
J-4	3556,831	1193,2	09feb2013, 19:40	15,03
Puente	3561,686	1190,8	09feb2013, 20:20	15,01

Figura 3.30. Resumen de resultados de caudales máximos Tr=50 años

En la figura 3.30 se observa que “el caudal de descarga para el puente Carapo (punto de análisis en estudio) es de 1190.8 m³.s.⁻¹. para un periodo de retorno Tr=50 años”.

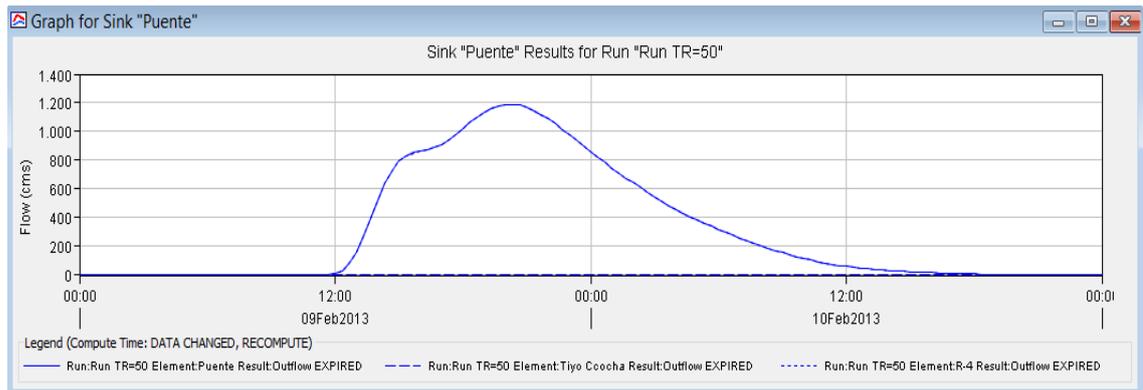


Figura 3.31. Hidrograma Puente Carapo Tr=50 años

En la figura 3.31 se observa “el hidrograma para el puente Carapo (punto de análisis en estudio) para un periodo de retorno Tr=50 años”.

Global Summary Results for Run "Run TR=100"

Project: CARACHA Simulation Run: Run TR=100

Start of Run: 09feb2013, 00:00 Basin Model: CUENCA CARACHA
 End of Run: 11feb2013, 00:00 Meteorologic Model: TR=100
 Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE Control Specifications: Control TR=100

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Caracha Alta	602,304	306,0	09feb2013, 17:00	17,25
Caracha Media	318,433	214,8	09feb2013, 15:20	17,35
Caracha Baja	377,998	294,2	09feb2013, 14:20	15,87
Ingahuasi	448,017	300,6	09feb2013, 15:40	17,84
Lucanamarca	688,147	524,3	09feb2013, 14:40	17,39
Urubamba Alta	757,372	335,8	09feb2013, 18:40	17,96
Urubamba Baja	53,813	75,6	09feb2013, 12:40	17,85
Inipallcca	310,747	224,9	09feb2013, 15:00	17,38
Tiyo Ccocha	4,855	6,5	09feb2013, 12:00	9,17
R-2	1068,119	451,1	09feb2013, 18:20	17,79
R-3	2490,686	1146,4	09feb2013, 20:00	17,61
R-4	3556,831	1384,4	09feb2013, 20:00	17,38
J-2	1068,119	451,4	09feb2013, 17:20	17,79
J-1	1050,321	578,6	09feb2013, 16:20	17,50
J-3	2490,686	1151,1	09feb2013, 18:20	17,61
J-4	3556,831	1387,4	09feb2013, 19:40	17,38
Puente	3561,686	1384,9	09feb2013, 20:00	17,37

Figura 3.32. Resumen de resultados de caudales máximos Tr=100 años

En la figura 3.32 se observa que “el caudal de descarga para el puente Carapo (punto de análisis en estudio) es de $1384.9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (Caudal de diseño) para un periodo de retorno Tr=100 años”.

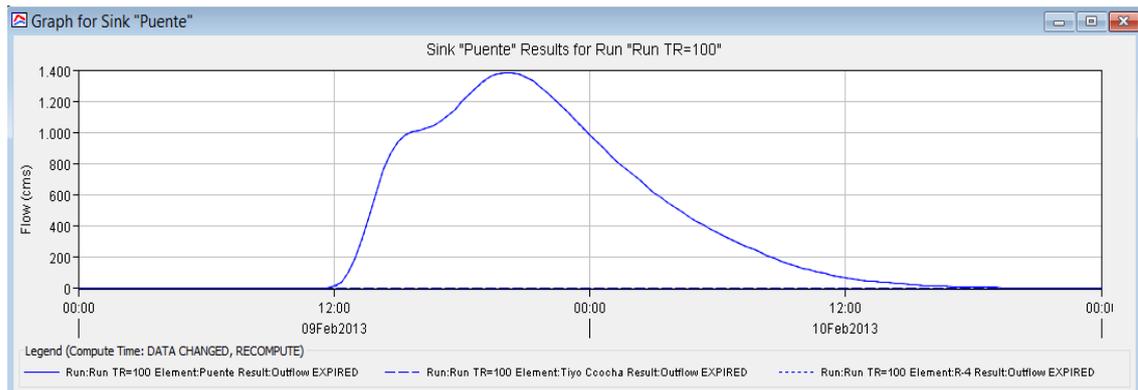


Figura 3.33. Hidrograma Puente Carapo Tr=100 años

En la figura 3.33 se observa “el hidrograma para el puente Carapo (punto de análisis en estudio). para un periodo de retorno Tr=100 años”.

Global Summary Results for Run "Run TR=200"

Project: CARACHA Simulation Run: Run TR=200

Start of Run: 09feb2013, 00:00 Basin Model: CUENCA CARACHA
 End of Run: 11feb2013, 00:00 Meteorologic Model: TR=200
 Compute Time: 28ene2021, 14:43:12 Control Specifications: Control TR=200

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Caracha Alta	602,304	352,5	09feb2013, 17:00	19,67
Caracha Media	318,433	247,8	09feb2013, 15:20	19,78
Caracha Baja	377,998	342,0	09feb2013, 14:20	18,20
Ingahuasi	448,017	346,1	09feb2013, 15:20	20,31
Lucanamarca	688,147	605,9	09feb2013, 14:40	19,83
Urubamba Alta	757,372	384,9	09feb2013, 18:40	20,44
Urubamba Baja	53,813	87,8	09feb2013, 12:40	20,32
Inipallcca	310,747	259,6	09feb2013, 15:00	19,81
Tiyo Ccocha	4,855	8,0	09feb2013, 12:00	10,90
R-1	1050,321	660,0	09feb2013, 18:40	19,95
R-2	1068,119	517,2	09feb2013, 18:20	20,26
R-3	2490,686	1316,0	09feb2013, 20:00	20,06
R-4	3556,831	1585,4	09feb2013, 20:00	19,82
J-2	1068,119	517,5	09feb2013, 17:00	20,26
J-1	1050,321	665,6	09feb2013, 16:20	19,95
J-3	2490,686	1321,4	09feb2013, 18:20	20,07
J-4	3556,831	1587,5	09feb2013, 19:40	19,82
Puente	3561,686	1585,9	09feb2013, 20:00	19,81

Figura 3.34. Resumen de resultados de caudales máximos Tr=200 años

En la figura 3.34 se observa que “el caudal de descarga para el puente Carapo (punto de análisis en estudio) es de $1585.9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. para un periodo de retorno Tr=200 años”.

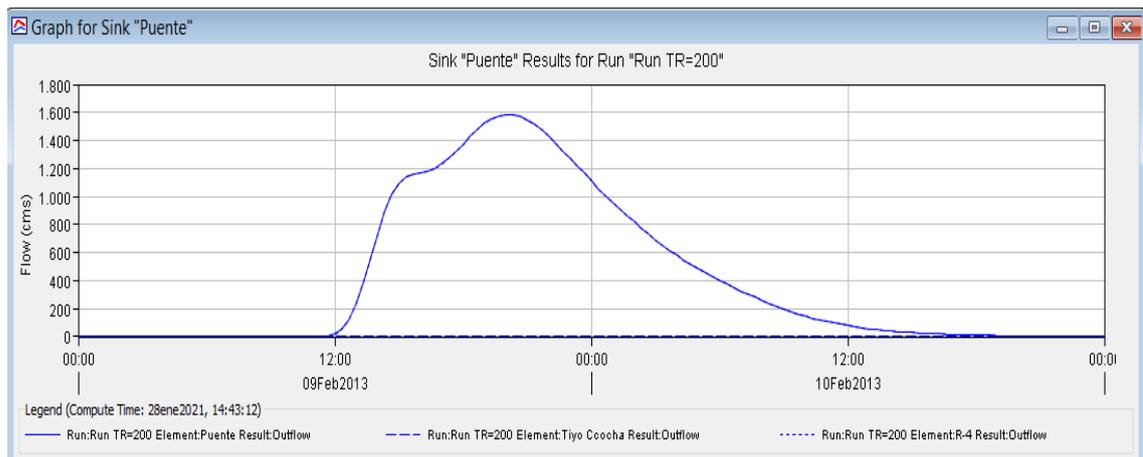


Figura 3.35. Hidrograma Puente Carapo Tr=200 años

En la figura 3.35 se observa “el hidrograma para el puente Carapo (punto de análisis en estudio) para un periodo de retorno Tr=200 años”.

Global Summary Results for Run "Run TR=500"

Project: CARACHA Simulation Run: Run TR=500

Start of Run: 09feb2013, 00:00 Basin Model: CUENCA CARACHA
 End of Run: 11feb2013, 00:00 Meteorologic Model: TR=500
 Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE Control Specifications: Control TR=500

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Caracha Alta	602,304	416,7	09feb2013, 17:00	23,00
Caracha Media	318,433	293,5	09feb2013, 15:20	23,11
Caracha Baja	377,998	408,4	09feb2013, 14:20	21,39
Ingahuasi	448,017	409,4	09feb2013, 15:20	23,70
Lucanamarca	688,147	718,8	09feb2013, 14:40	23,16
Urubamba Alta	757,372	452,5	09feb2013, 18:40	23,83
Urubamba Baja	53,813	104,7	09feb2013, 12:40	23,70
Inipalcca	310,747	307,5	09feb2013, 15:00	23,15
Tiyo Coocha	4,855	10,0	09feb2013, 12:00	13,32
R-2	1068,119	608,4	09feb2013, 18:00	23,63
R-3	2490,686	1549,7	09feb2013, 20:00	23,42
R-4	3556,831	1861,7	09feb2013, 20:00	23,16
J-2	1068,119	609,2	09feb2013, 17:00	23,63
J-1	1050,321	786,5	09feb2013, 16:00	23,30
J-3	2490,686	1556,1	09feb2013, 18:20	23,43
J-4	3556,831	1864,6	09feb2013, 19:20	23,16
Puente	3561,686	1862,4	09feb2013, 20:00	23,14

Figura 3.36. Resumen de resultados de caudales máximos Tr=500 años

En la figura 3.36 se observa que “el caudal de descarga para el puente Carapo (punto de análisis en estudio) es de $1862.4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. para un periodo de retorno Tr=500 años”.

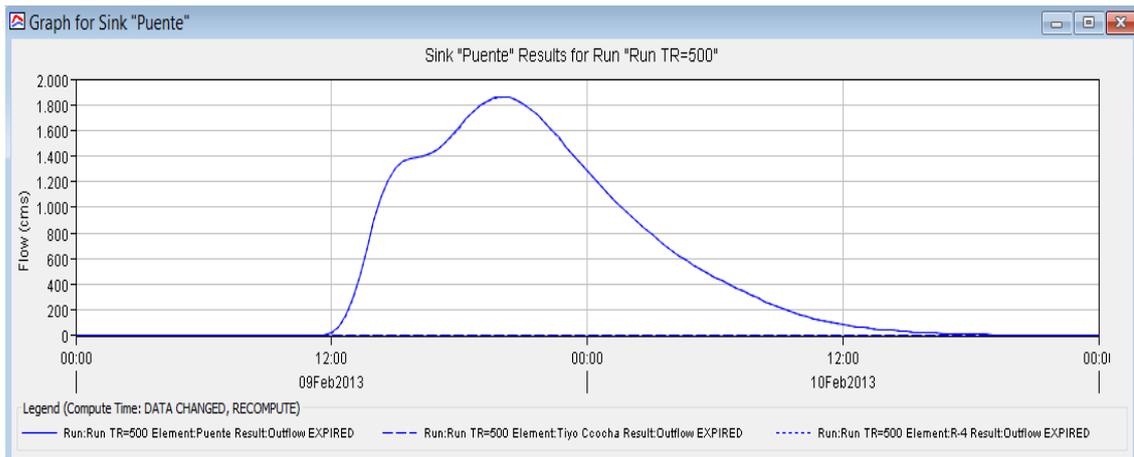


Figura 3.37. Hidrograma Puente Carapo Tr=500 años

En la figura 3.37 se observa “el hidrograma para el puente Carapo (punto de análisis en estudio) para un periodo de retorno $Tr=500$ años”.

Tabla 3.33. Hidrogramas para diferentes periodos de retorno Puente Carapo

Fecha	Hora	Tiempo	Tr=10 Años	Tr=50 Años	Tr=100 Años	Tr=200 Años	Tr=500 Años
		Acum. (s)	Q (m ³ .s ⁻¹)				
09-feb-13	15:00	54000.00	486.40	794.10	941.40	1094.20	1307.20
09-feb-13	15:20	55200.00	516.00	833.00	984.00	1140.40	1357.80
09-feb-13	15:40	56400.00	532.90	852.70	1004.50	1161.60	1379.60
09-feb-13	16:00	57600.00	543.50	863.90	1015.60	1172.40	1389.90
09-feb-13	16:20	58800.00	552.80	874.50	1026.50	1183.80	1401.70
09-feb-13	16:40	60000.00	563.80	889.40	1043.20	1202.30	1422.70
09-feb-13	17:00	61200.00	579.60	912.70	1069.90	1232.50	1457.80
09-feb-13	17:20	62400.00	600.50	944.10	1106.20	1273.90	1506.20
09-feb-13	17:40	63600.00	624.70	980.80	1148.70	1322.50	1563.00
09-feb-13	18:00	64800.00	651.60	1021.40	1195.60	1375.90	1625.30
09-feb-13	18:20	66000.00	679.50	1063.00	1243.50	1430.30	1688.40
09-feb-13	18:40	67200.00	706.20	1102.20	1288.30	1480.80	1746.60
09-feb-13	19:00	68400.00	730.20	1136.20	1326.80	1523.80	1795.60
09-feb-13	19:20	69600.00	749.70	1162.80	1356.50	1556.50	1832.10
09-feb-13	19:40	70800.00	763.90	1180.70	1375.80	1577.10	1854.30
09-feb-13	20:00	72000.00	772.60	1189.90	1384.90	1585.90	1862.40
09-feb-13	20:20	73200.00	776.00	1190.80	1384.10	1583.30	1857.10
09-feb-13	20:40	74400.00	774.30	1183.60	1374.10	1570.10	1839.10
09-feb-13	21:00	75600.00	767.80	1169.00	1355.30	1546.80	1809.50
09-feb-13	21:20	76800.00	756.70	1147.40	1328.40	1514.30	1769.20
09-feb-13	21:40	78000.00	741.70	1119.90	1294.80	1474.10	1719.90
09-feb-13	22:00	79200.00	723.40	1087.80	1255.90	1428.10	1664.10
09-feb-13	22:20	80400.00	703.00	1052.70	1213.60	1378.40	1604.10
09-feb-13	22:40	81600.00	681.20	1015.90	1169.60	1326.80	1542.00
09-feb-13	23:00	82800.00	658.70	978.20	1124.50	1274.30	1479.00
09-feb-13	23:20	84000.00	635.50	939.70	1078.60	1220.90	1414.90
09-feb-13	23:40	85200.00	611.60	900.40	1031.90	1166.60	1350.00
10-feb-13	00:00	86400.00	587.20	860.70	984.80	1112.10	1285.00
10-feb-13	00:20	87600.00	562.70	821.20	938.10	1058.20	1220.90
10-feb-13	00:40	88800.00	538.80	783.10	893.30	1006.50	1159.70
10-feb-13	01:00	90000.00	515.60	746.70	850.60	957.50	1101.70
10-feb-13	01:20	91200.00	493.10	711.80	809.90	910.80	1046.70
10-feb-13	01:40	92400.00	471.10	677.90	770.50	865.80	993.90
10-feb-13	02:00	93600.00	449.00	644.40	731.80	821.60	942.30
10-feb-13	02:20	94800.00	426.80	611.10	693.40	777.90	891.50
10-feb-13	02:40	96000.00	404.60	578.10	655.50	734.80	841.50
10-feb-13	03:00	97200.00	382.80	545.90	618.50	693.00	793.10
10-feb-13	03:20	98400.00	361.60	514.80	582.90	652.70	746.60
10-feb-13	03:40	99600.00	341.50	485.20	549.10	614.60	702.50

En la tabla 3.33 se han definido datos para generar hidrogramas para diferentes periodos de retorno puente Carapo el cual nos sirvió como datos de entrada para el modelamiento bidimensional del flujo no permanente en el programa Iber.

3.2.10. Caudal método directo (método de huellas)

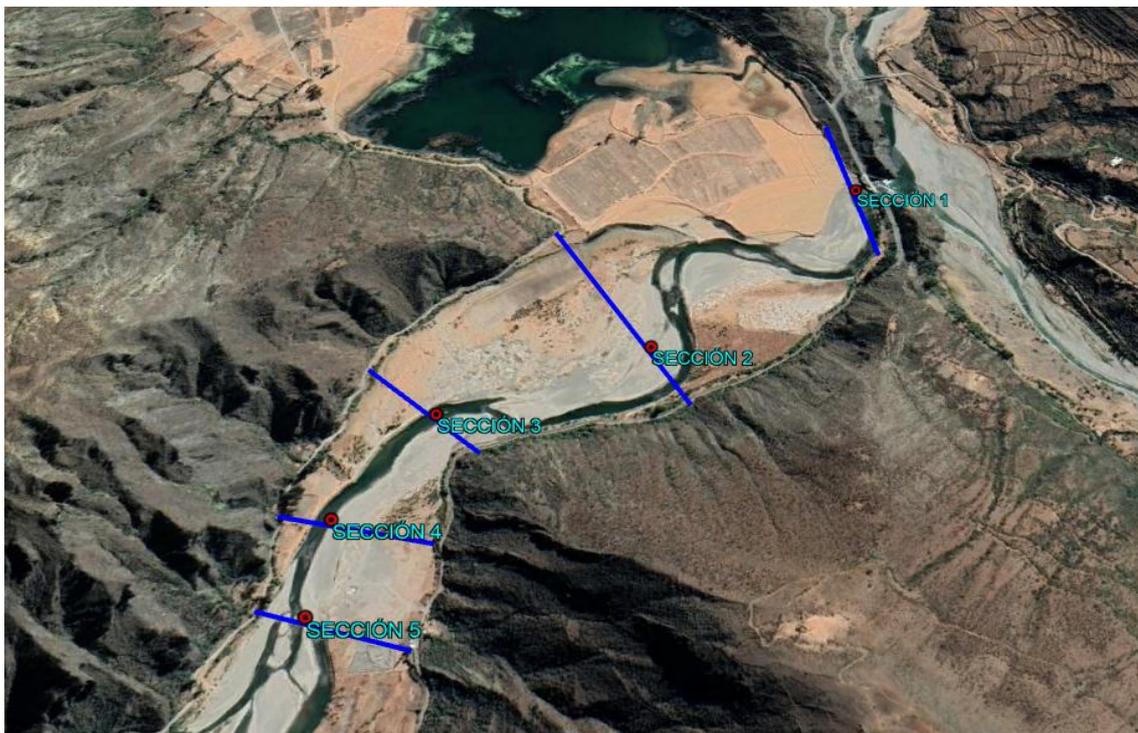


Figura 3.38. Secciones donde se calculó el caudal máximo por método directo (método de huellas)

En la figura 3.38 se observan las cinco secciones identificadas para determinar el caudal máximo promedio por el método directo (método de huellas) en la zona en estudio.

Tabla 3.34. Caudal máximo promedio por método directo (método de huellas hídricas)

Sección	Área (m ²)	Perímetro (m)	Radio hidráulico (m)	Caudal (m ³ /s)
Sección 1	528.38	199.12	2.65	1419.71
Sección 2	586.54	268.92	2.18	1382.85
Sección 3	516.12	195.89	2.63	1380.19
Sección 4	543.45	222.27	2.44	1382.62
Sección 5	488.61	174.36	2.80	1361.44
PROMEDIO	532.62	212.11	2.51	1379.37

En la tabla 3.34 se ha calculado el caudal máximo promedio por método directo (método de huellas hídricas), se efectuó en cinco secciones obteniendo como resultado de caudal máximo promedio de $1379.37 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 2 caudal máximo método directo.

3.2.11. Curvas de nivel de la zona de estudio

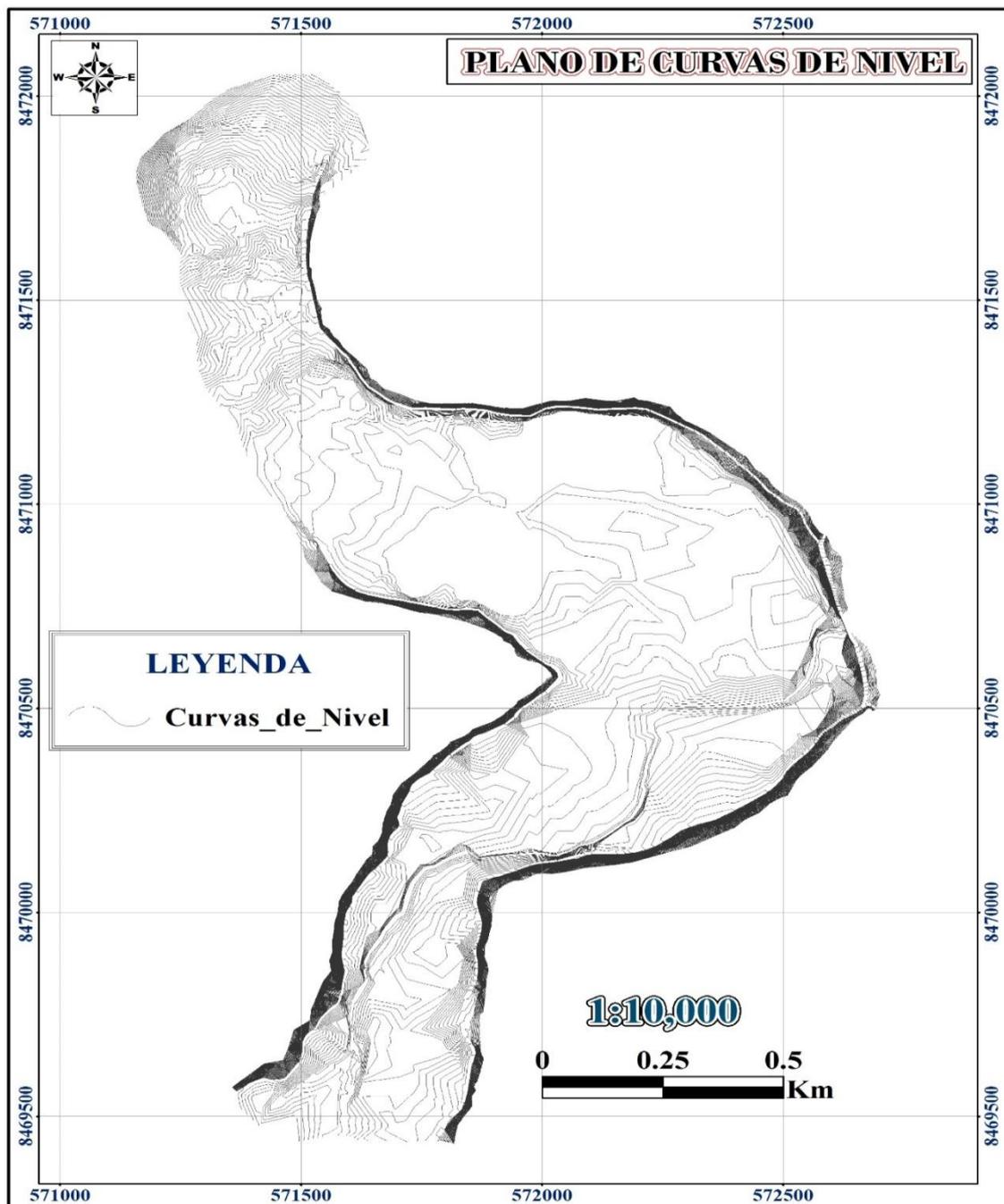


Figura 3.39. Curvas de nivel

En la figura 3.39 se observa las curvas de nivel (zona en estudio).

3.2.12. Modelo digital de elevación en formato TIN de la zona de estudio

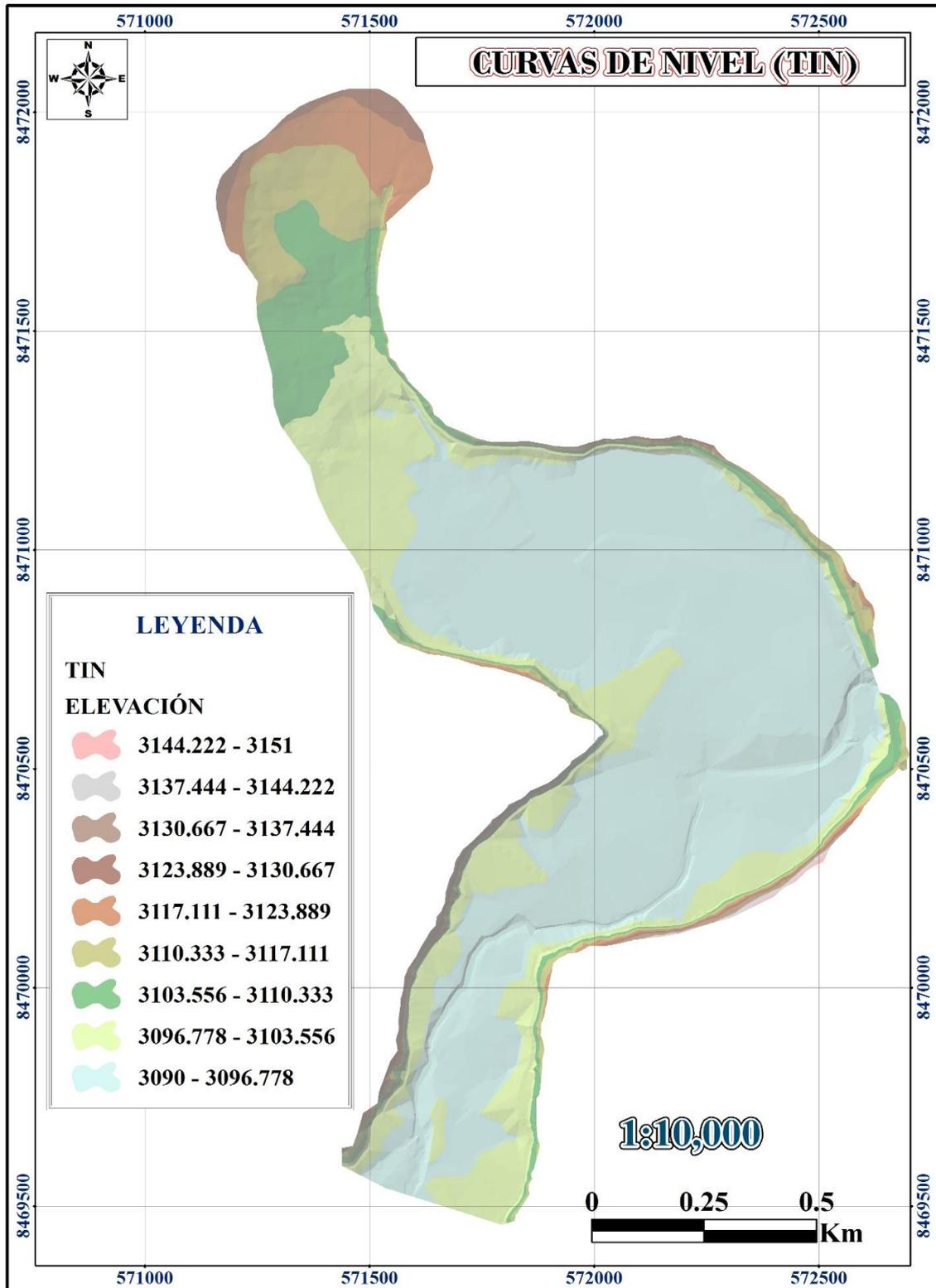


Figura 3.40. Curvas de nivel (TIN)

En la figura 3.40 se observa las curvas de nivel en formato TIN (zona en estudio).

3.2.13. Modelo digital de elevación en formato ASCII de la zona de estudio

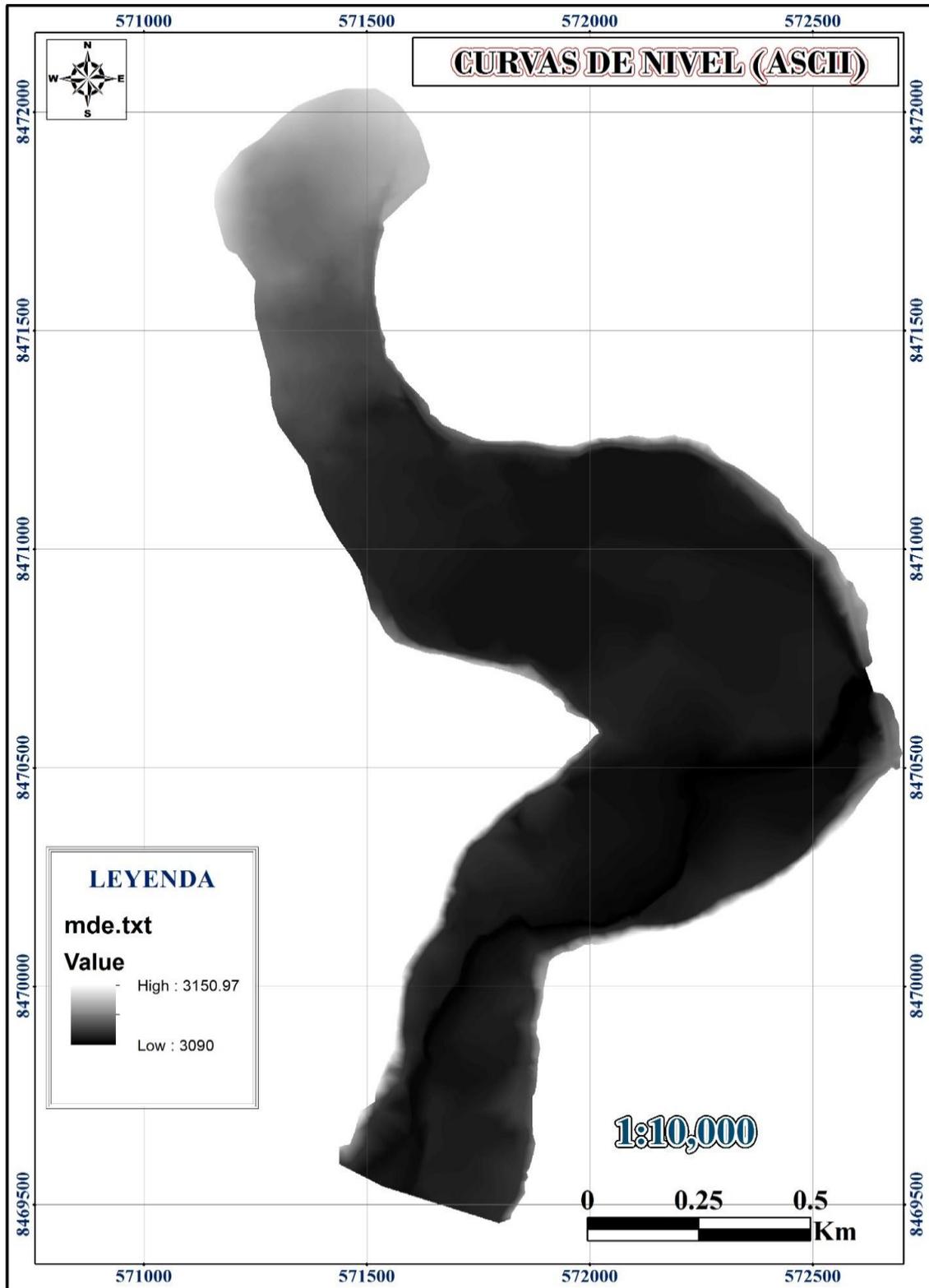


Figura 3.41. Curvas de nivel (ASCII)

En la figura 3.41 se observa los Datos de Elevación en Formato ASCII (zona en estudio), guardados en formato txt.

3.2.14. Coeficiente de manning en formato ASCII de la zona de estudio

Tabla 3.35. Diámetro del material del lecho

Diámetro del lecho	Valor (mm)	Valor (m)
D ₅₀	7.962	0.007962
D ₆₅	11.866	0.011866
D ₉₀	15.448	0.015448

En la tabla 3.35 se han definido los diámetros del material del lecho el cual nos sirve como datos de entrada para la determinación del coeficiente de manning. El D₅₀, D₆₅ y D₉₀ dichos datos se obtuvieron de la granulometría generada para dicha zona de estudio (ver ANEXO 6 estudio de mecánica de suelos con fines de protección).

Tabla 3.36. Resumen de coeficiente de manning del río (lecho evaluado)

Fórmula	Diámetro del lecho que influye	Valor
Garde y Raju	D ₅₀	0.021
	D ₅₀	0.025
Bray	D ₆₅	0.026
	D ₉₀	0.027
Promedio del coeficiente de manning en el río		0.025

En la tabla 3.36 se ha obtenido el coeficiente de manning del río (según el diámetro del lecho evaluado), el cual nos ha servido como dato para asumir el valor de coeficiente de manning según el tipo de uso de suelo.

Tabla 3.37. Coeficiente de manning según tipo de uso de suelo (zona de estudio)

Identificación	Tipo de uso de suelo	Valor
1	ríos	0.025
2	arbustos	0.050
3	arena	0.023
4	cultivos	0.040
5	urbano	0.120
6	asfalto	0.016
7	trocha	0.040
8	suelo desnudo	0.023

En la tabla 3.37 se ha obtenido el coeficiente de manning según tipo de uso de suelo (zona de estudio), el cual nos ha servido como dato para la asignación de la rugosidad al programa IBER.

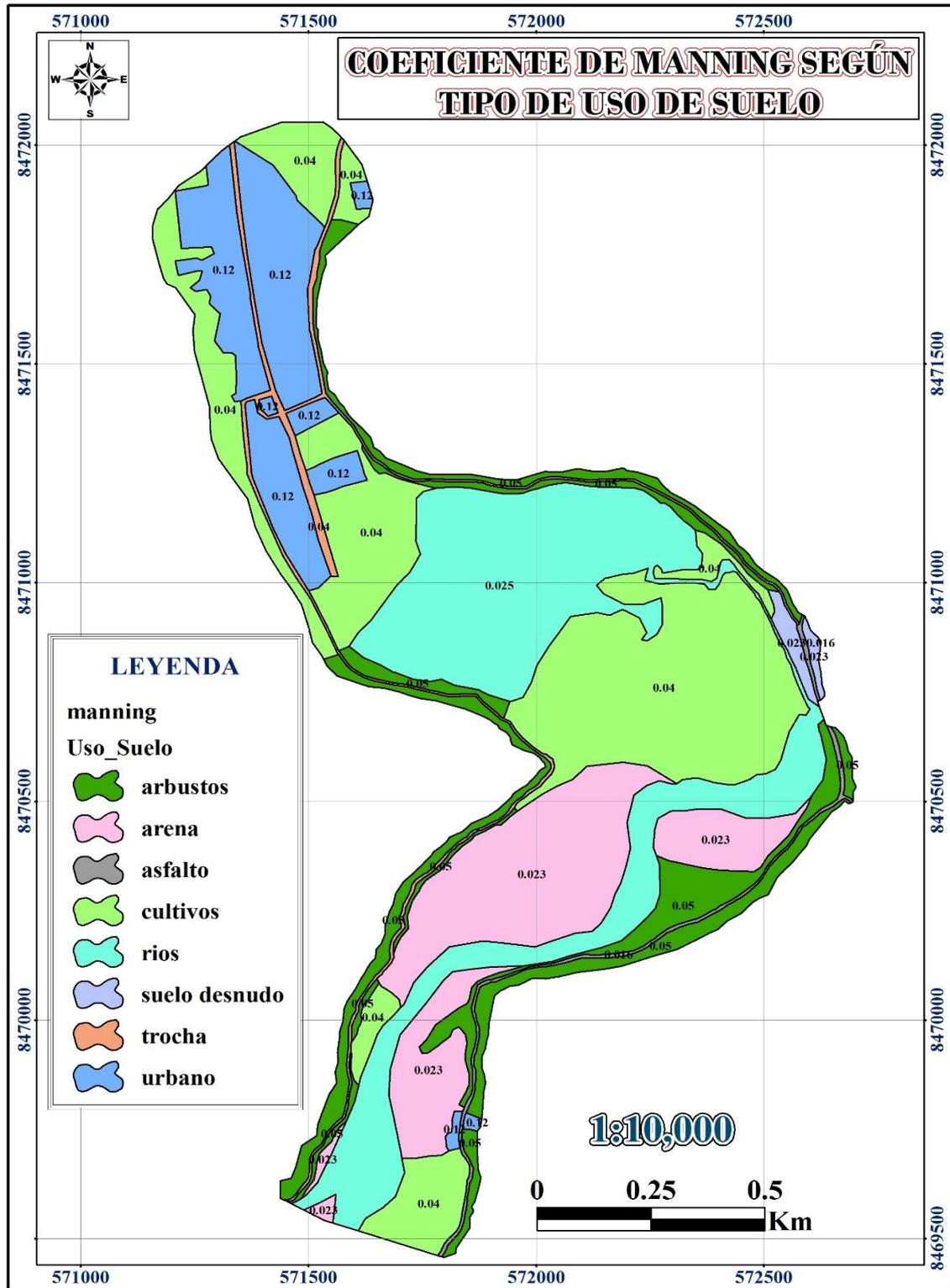


Figura 3.42. Mapa de coeficiente de manning según tipo de uso de suelo

En la figura 3.42 se generó mapa de coeficiente de manning según tipo de uso de suelo como son arbustos, arena asfalto, cultivos, ríos, suelo desnudo, trocha y urbano cada uno con sus respectivos valores.

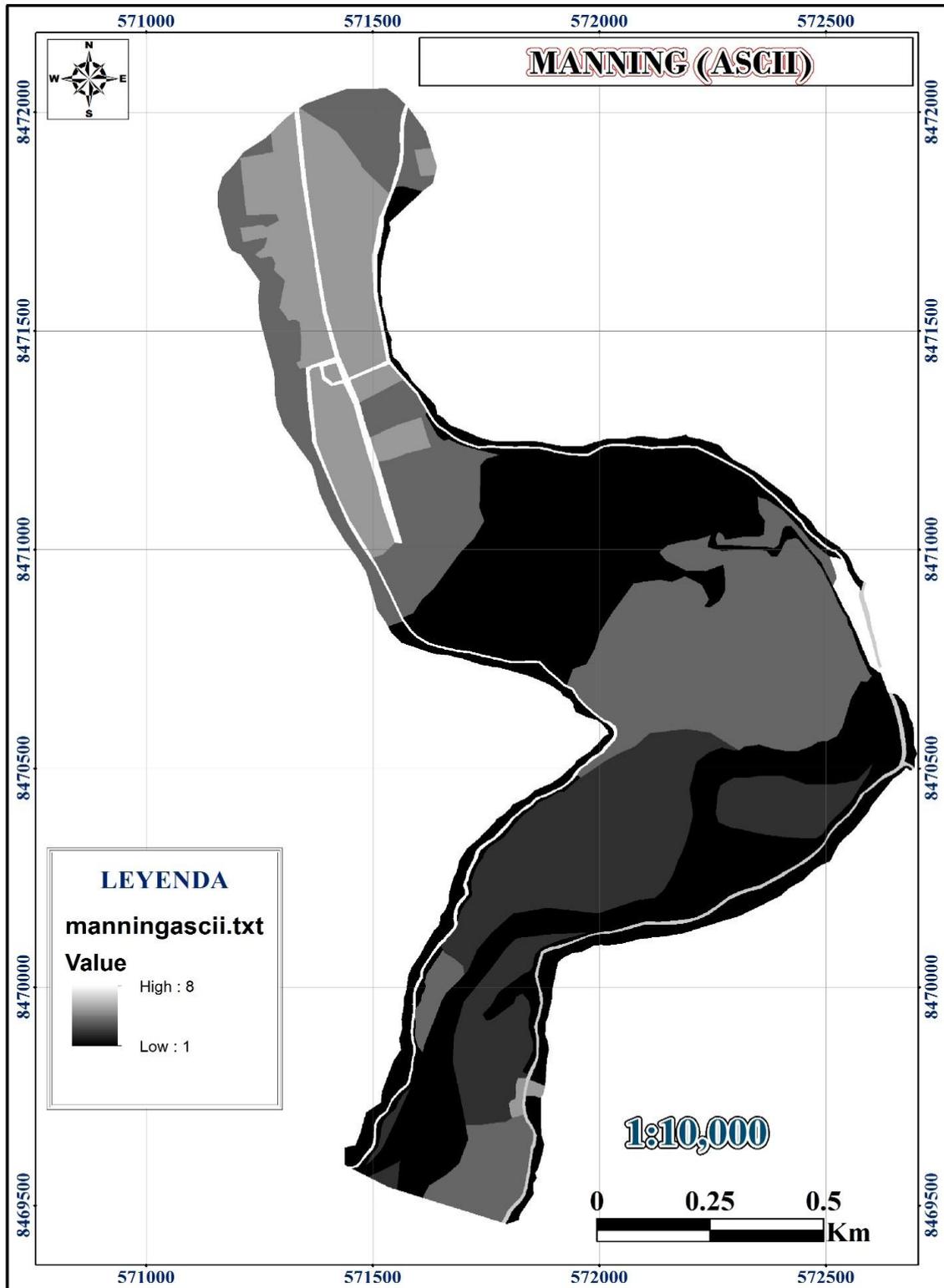


Figura 3.43. Coeficiente de Manning (ASCII)

En la figura 3.43 se obtuvo mapa de coeficiente de manning en Formato ASCII (zona en estudio), guardados en formato txt.

3.2.15. Tirantes máximos

Una vez finalizado el proceso, se pudieron visualizar las imágenes del modelamiento de los parámetros hidráulicos más importantes para el dimensionamiento de la defensa ribereña. “El programa IBER muestra los resultados del modelamiento en 221 pasos, con intervalos de tiempo de 60 segundos, comenzando desde el tiempo 68400 hasta alcanzar el tiempo máximo de modelamiento, que es 81600 segundos (tiempo que apropiado para apreciar una subida y bajada de área de inundación). En el presente modelado, el análisis se realizó en el mapa de máximos (sin defensas ribereñas) y mapa ID de Máximo (con defensas ribereñas), lo que nos dio el valor máximo total del proceso de modelamiento. Luego se observan los siguientes resultados”:

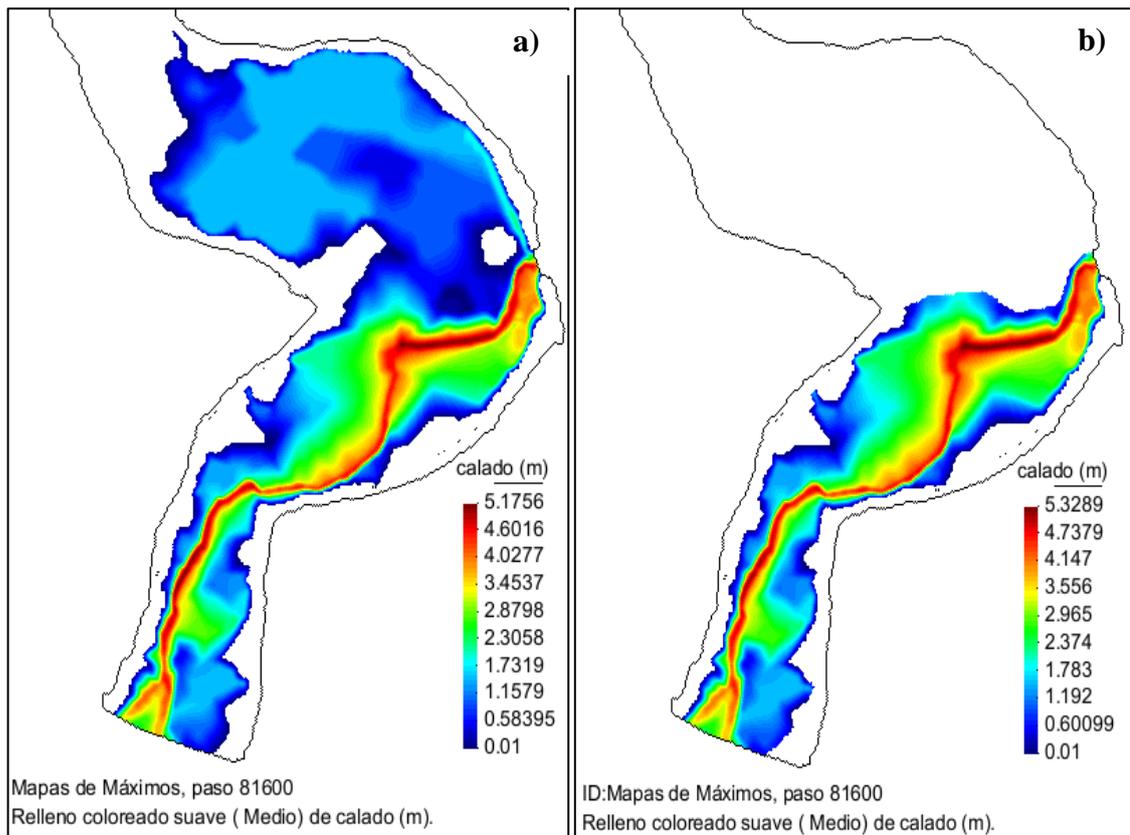


Figura 3.44. Visualización de calados máximos sin y con defensas ribereñas TR=10 Años

En la figura 3.44 (a) calados máximos sin defensas ribereñas TR=10 Años “se aprecia una barra de datos en la parte de abajo derecha, en la que se muestran los calados

máximos en todo el tramo de análisis, que se muestra en diferentes colores. Se muestra un calado promedio de 4.03 m en el cauce principal del río. En los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el calado tiene un valor medio de 2.31 m”.

En la figura 3.44 (b) calados máximos con defensas ribereñas TR=10 Años “se aprecia una barra de datos en la parte de abajo derecha, en la que se muestran los calados máximos en todo el tramo de análisis, que se muestra en diferentes colores. Se muestra un calado promedio de 4.15 m en el cauce principal del río. En los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el calado tiene un valor medio de 2.37 m”.

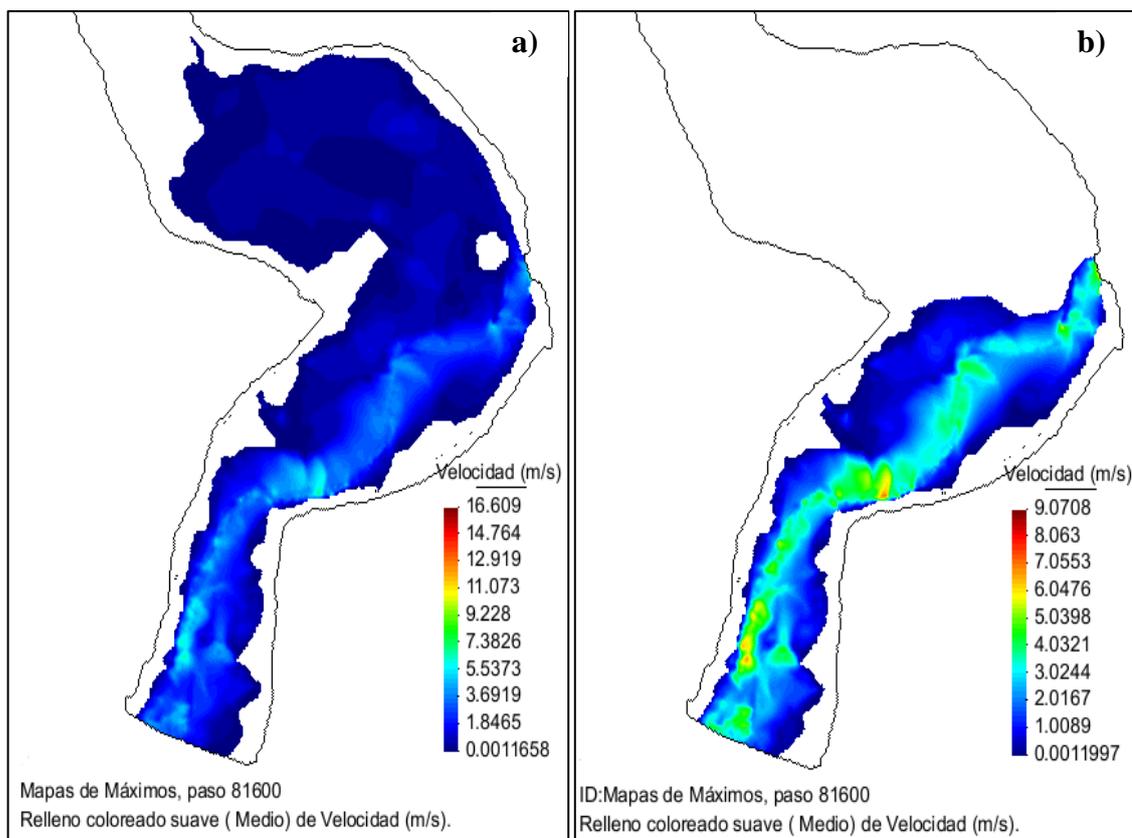


Figura 3.45. Visualización de velocidades máximas sin y con defensas ribereñas TR=10 Años

En la figura 3.45 (a) velocidades máximas sin defensas ribereñas TR = 10 Años “se puede ver que la velocidad promedio en el cauce principal es $3.69 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, en las riberas izquierda y derecha es $1.85 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ ”.

En la figura 3.45 (b) velocidades máximas con defensas ribereñas TR=10 Años “se puede ver que la velocidad promedio en el cauce principal es $4.03 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, en las riberas izquierda y derecha es $2.01 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ ”.

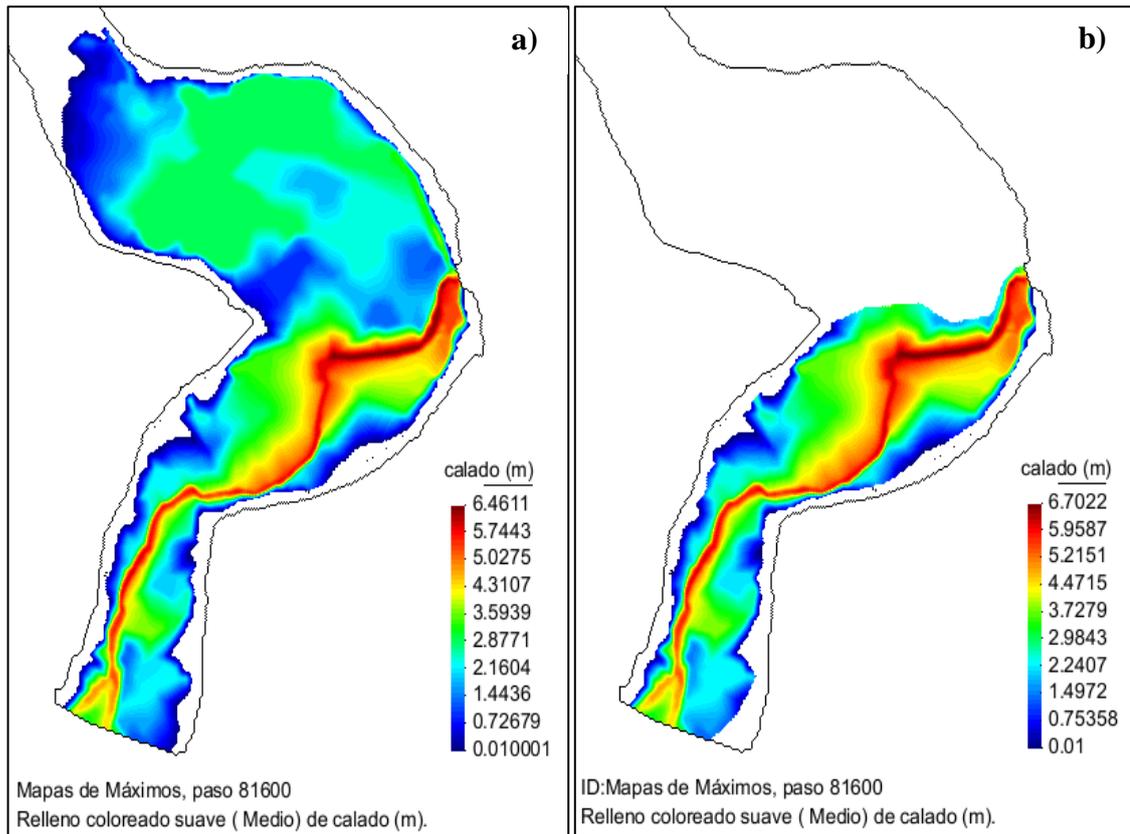


Figura 3.46: Visualización de calados máximos sin y con defensas ribereñas TR=50 Años

En la figura 3.46 (a) calados máximos sin defensas ribereñas TR=50 Años “se aprecia una barra de datos en la parte de abajo derecha, en la que se muestran los calados máximos en todo el tramo de análisis, que se muestra en diferentes colores. Se muestra un calado promedio de 5.02 m en el cauce principal del río. En los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el calado tiene un valor medio de 2.88 m”.

En la figura 3.46 (b) calados máximos con defensas ribereñas TR=50 Años “se aprecia una barra de datos en la parte de abajo derecha, en la que se muestran los calados máximos en todo el tramo de análisis, que se muestra en diferentes colores. Se muestra un calado promedio de 5.22 m en el cauce principal del río. En los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el calado tiene un valor medio de 2.98 m”.

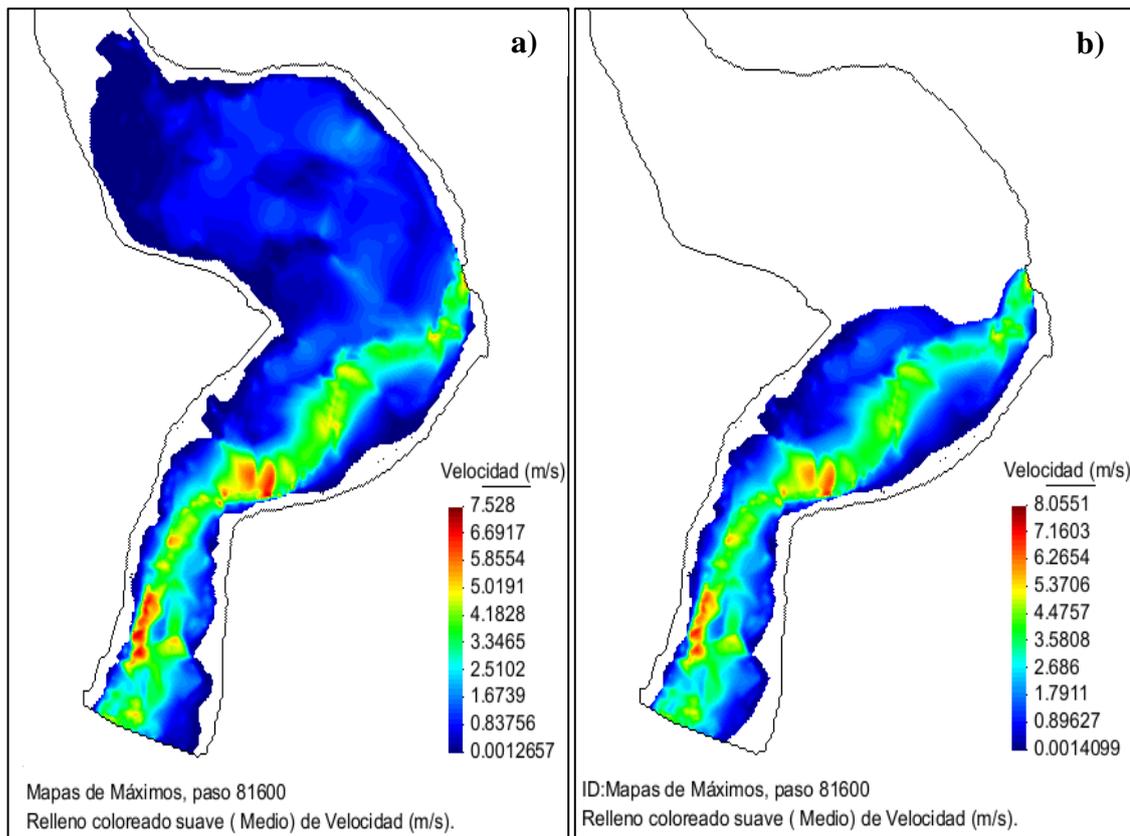


Figura 3.47: Visualización de velocidades máximas sin y con defensas ribereñas TR=50 Años

En la figura 3.47 (a) velocidades máximas sin defensas ribereñas TR=50 Años “se puede ver que la velocidad promedio en el cauce principal es 3.34 m.s^{-1} , en las riberas izquierda y derecha es 2.51 m.s^{-1} ”.

En la figura 3.47 (b) velocidades máximas con defensas ribereñas TR=50 Años “se puede ver que la velocidad promedio en el cauce principal es 4.47 m.s^{-1} , en las riberas izquierda y derecha es 2.69 m.s^{-1} ”.

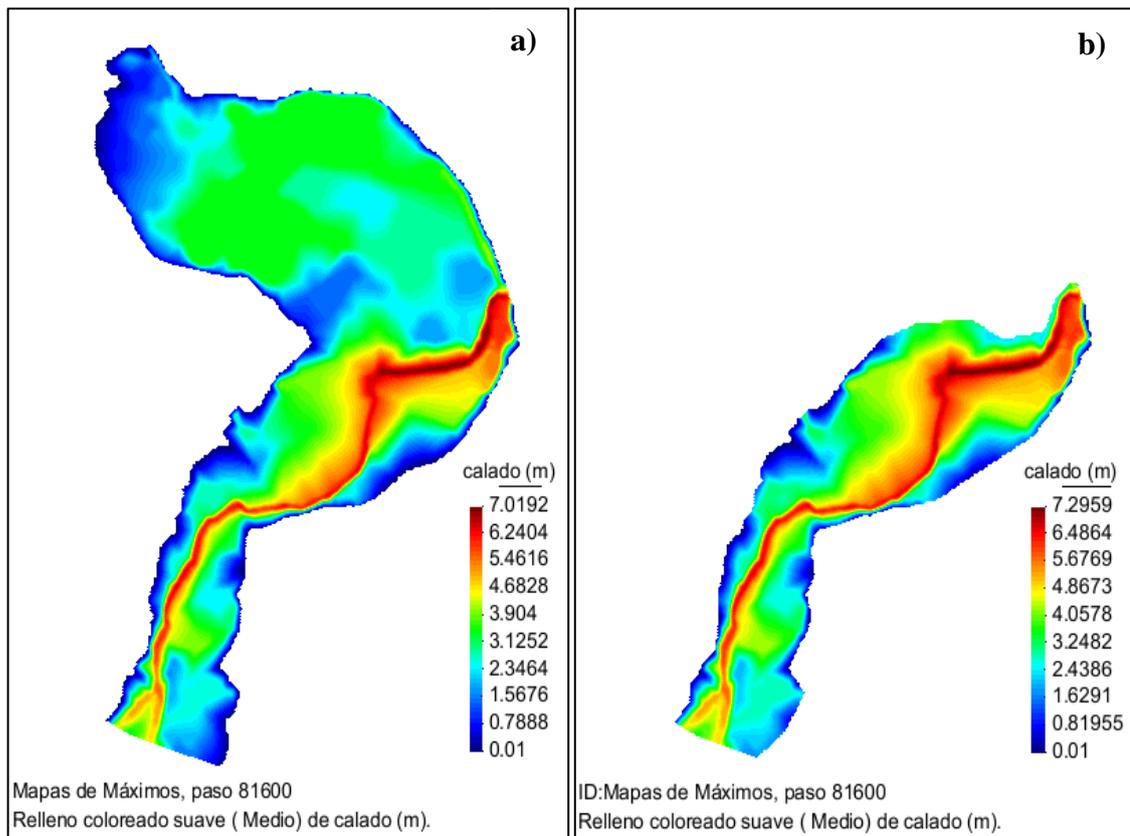


Figura 3.48. Visualización de calados máximos sin y con defensas ribereñas TR=100 Años

En la figura 3.48 (a) calados máximos sin defensas ribereñas TR=100 Años “se aprecia una barra de datos en la parte de abajo derecha, en la que se muestran los calados máximos en todo el tramo de análisis, que se muestra en diferentes colores. Se muestra un calado promedio de 5.46 m en el cauce principal del río. En los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el calado tiene un valor medio 3.12 m”.

En la figura 3.48 (b) calados máximos con defensas ribereñas TR=100 Años “se aprecia una barra de datos en la parte de abajo derecha, en la que se muestran los calados máximos en todo el tramo de análisis, que se muestra en diferentes colores. Se muestra un calado promedio de 5.67 m en el cauce principal del río. En los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el calado tiene un valor medio 3.25 m”.

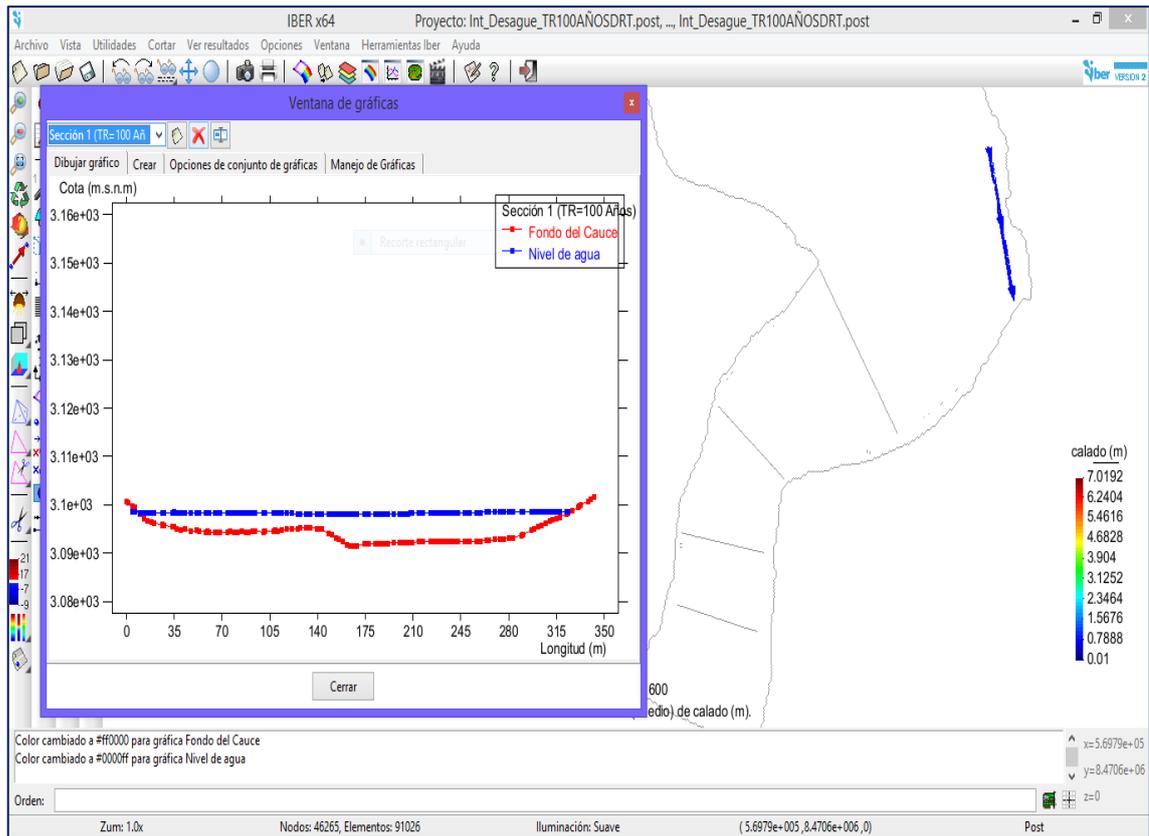


Figura 3.49. Secciones transversales topográficas e hidráulicas TR = 100 años

En la figura 3.49 se muestra una sección transversal topográfica e hidráulica para un periodo de retorno de 100 años donde se identifica el fondo del cauce y el nivel de agua en la sección 1, aparte de ello se aprecia las demás secciones.

Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 3 secciones transversales topográficas, hidráulicas y erosión (socavación) TR = 100 años.

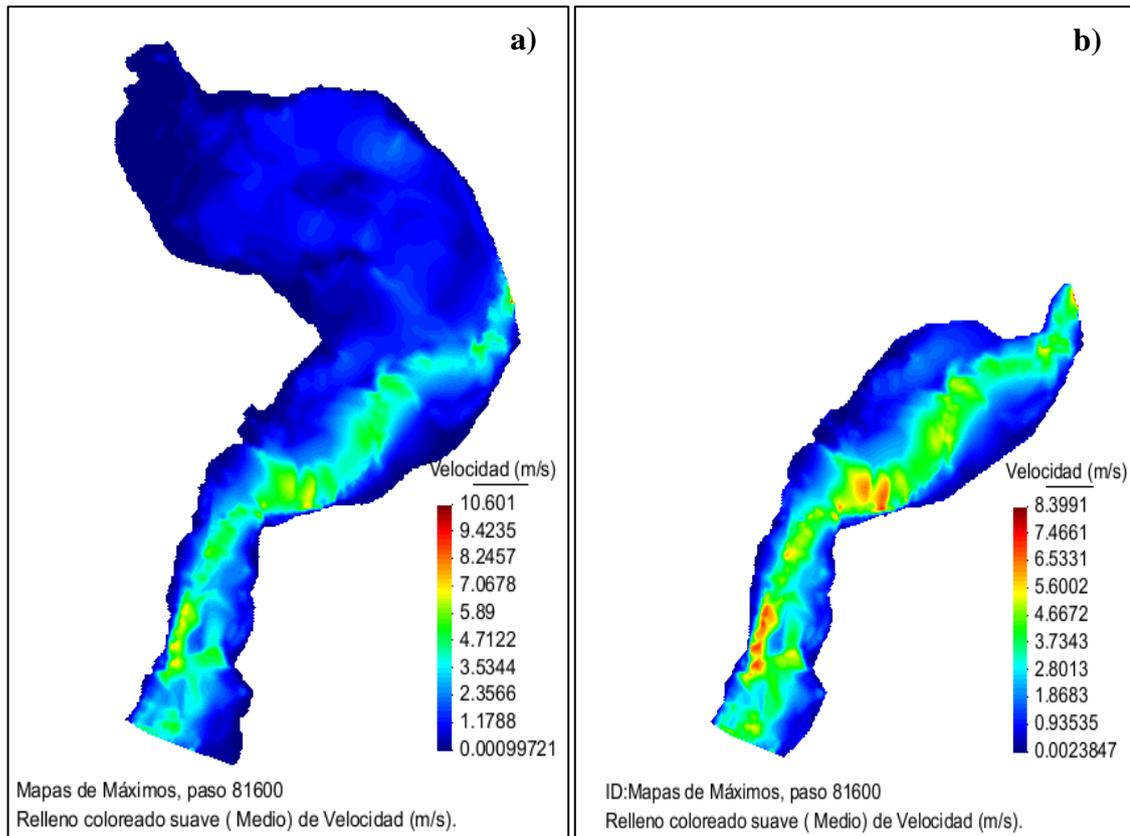


Figura 3.50. Visualización de velocidades máximas sin y con defensas ribereñas TR=100 Años

En la figura 3.50 (a) velocidades máximas sin defensas ribereñas TR=100 Años “se puede ver que la velocidad promedio en el cauce principal es $4.50 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, en las riberas izquierda y derecha es $2.65 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ ”.

En la figura 3.50 (b) velocidades máximas con defensas ribereñas TR=100 Años “se puede ver que la velocidad promedio en el cauce principal es $4.66 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, en las riberas izquierda y derecha es $2.80 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ ”.

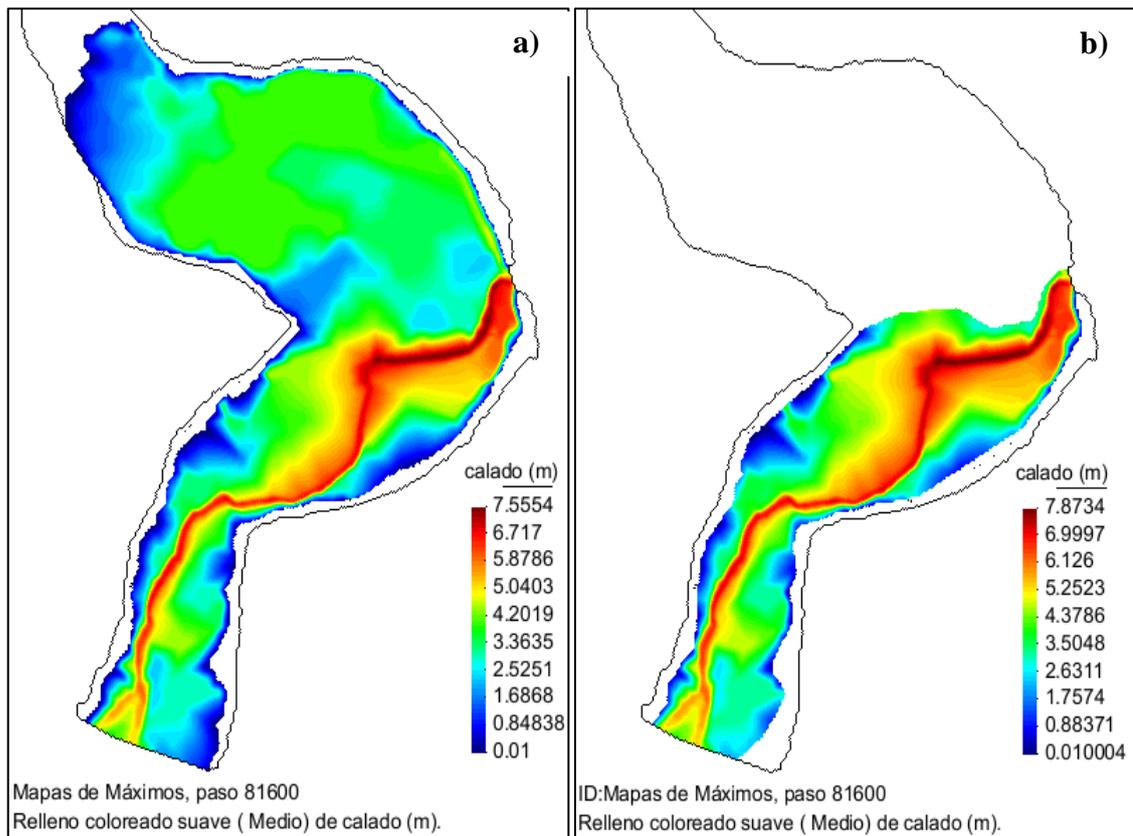


Figura 3.51. Visualización de calados máximos sin y con defensas ribereñas TR=200 Años

En la figura 3.51 (a) calados máximos sin defensas ribereñas TR=200 Años “se aprecia una barra de datos en la parte de abajo derecha, en la que se muestran los calados máximos en todo el tramo de análisis, que se muestra en diferentes colores. Se muestra un calado promedio de 5.87 m en el cauce principal del río. En los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el calado tiene un valor medio de 3.36 m”.

En la figura 3.51 (b) calados máximos con defensas ribereñas TR=200 Años “se aprecia una barra de datos en la parte de abajo derecha, en la que se muestran los calados máximos en todo el tramo de análisis, que se muestra en diferentes colores. Se muestra un calado promedio de 6.12 m en el cauce principal del río. En los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el calado tiene un valor medio de 3.50 m”.

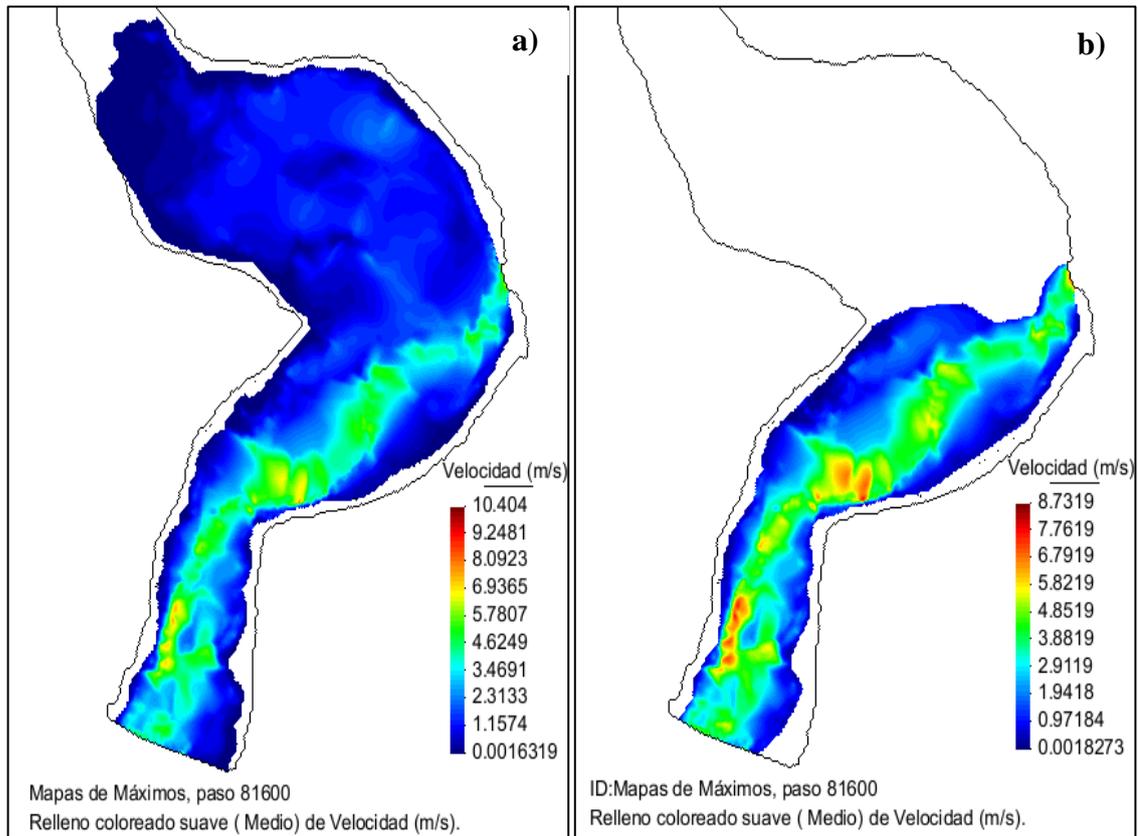


Figura 3.52. Visualización de velocidades máximas sin y con defensas ribereñas TR=200 Años

En la figura 3.52 (a) velocidades máximas sin defensas ribereñas TR=200 Años “se puede ver que la velocidad promedio en el cauce principal es $4.62 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, en las riberas izquierda y derecha es $2.80 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ ”.

En la figura 3.52 (b) velocidades máximas con defensas ribereñas TR=200 Años “se puede ver que la velocidad promedio en el cauce principal es $4.85 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, en las riberas izquierda y derecha es $2.91 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ ”.

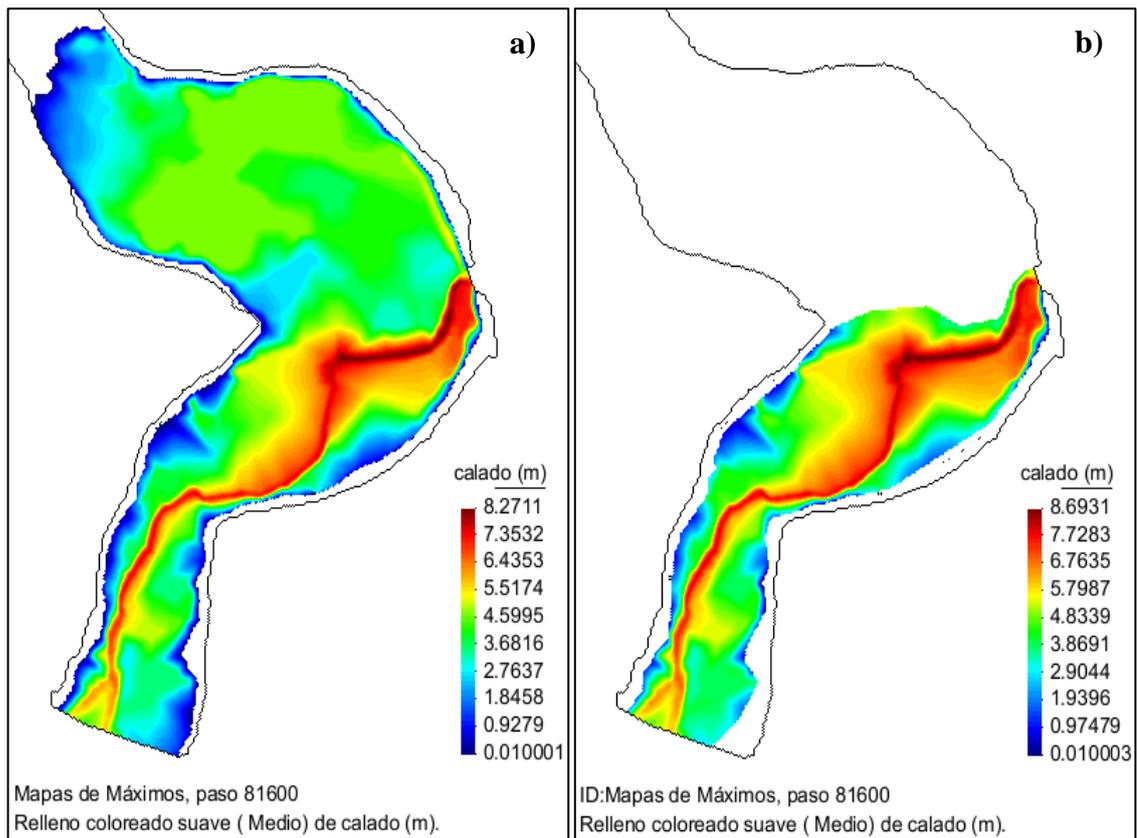


Figura 3.53. Visualización de calados máximos sin y con defensas ribereñas TR=500 Años

En la figura 3.53 (a) calados máximos sin defensas ribereñas TR=500 Años “se aprecia una barra de datos en la parte de abajo derecha, en la que se muestran los calados máximos en todo el tramo de análisis, que se muestra en diferentes colores. Se muestra un calado promedio de 6.43 m en el cauce principal del río. En los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el calado tiene un valor medio de 3.68 m”.

En la figura 3.53 (b) calados máximos con defensas ribereñas TR=500 Años “se aprecia una barra de datos en la parte de abajo derecha, en la que se muestran los calados máximos en todo el tramo de análisis, que se muestra en diferentes colores. Se muestra un calado promedio de 6.76 m en el cauce principal del río. En los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el calado tiene un valor medio de 3.87 m”.

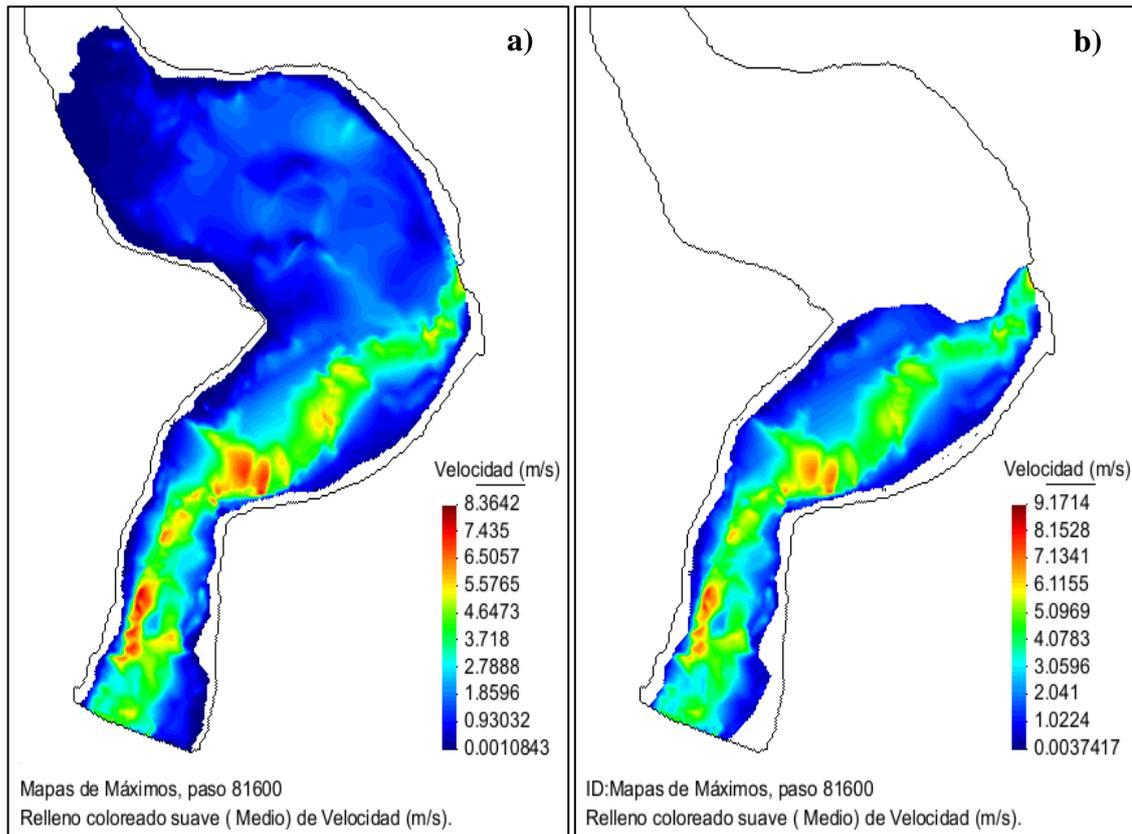


Figura 3.54. Visualización de velocidades máximas sin y con defensas ribereñas TR=500 Años

En la figura 3.54 (a) velocidades máximas sin defensas ribereñas TR=200 Años “se puede ver que la velocidad promedio en el cauce principal es 4.64 m.s^{-1} , en las riberas izquierda y derecha es 2.95 m.s^{-1} ”.

En la figura 3.54 (b) velocidades máximas con defensas ribereñas TR=200 Años “se puede ver que la velocidad promedio en el cauce principal es 5.09 m.s^{-1} , en las riberas izquierda y derecha es 3.06 m.s^{-1} ”.

3.2.16. Discusión de caudales máximos de diseño y tirantes máximos para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

El valor ponderado de la curva número de la Cuenca Caracha fue $CN= 78.39$ (tabla 3.16), el cual coincide con lo que determinó Quispe (2019) donde $CN=78.98$ para la Cuenca Caracha tomado como punto de aforo el puente Marita la cual forma parte la cuenca en estudio. También según la tabla 3.16 se tiene un grupo de suelo predominante grupo B, este parámetro indica de manera general que el suelo tiene un moderado bajo potencial de escorrentía en la Cuenca Caracha.

La escasez de datos pluviométricos para la generación de precipitaciones máximas en 24h (mm) para la cuenca Caracha, obligó que se utilizarán las estaciones vecinas como Huanca Sancos, Chilcayoc, Huac-huas, Vilcas Huamán y Lucanas (tabla 3.19), conseguido del servicio nacional de meteorología e hidrología (SENAMHI) y la autoridad nacional del agua (ANA), el cual coincide con el análisis intervenido por Quispe (2019) donde la escasez de datos pluviométricos en la cuenca en estudio, generó la utilización de las estaciones vecinas.

Para la generación de precipitaciones máximas en 24h (mm) para la cuenca Caracha se realizó con el método de isoyetas (tabla 3.20), Se utilizó este método porque sus cálculos son más precisos. En este caso, la ubicación de las estaciones en el área permitió distribuir la cantidad de precipitación en la región acordes con la verdaderamente observada la cuenca. Lo que concuerda con Herrera & Valdivia (2018) y Córdoba, Zea & Murillo (2006) quienes aseguran que el método de las Isoyetas es la de más grande exactitud comparando a la poca exactitud que tiene el método aritmético y el método de polígono de Thiessen, que en muchas oportunidades si resulta muy eficaz si el sector de análisis es un área plana.

De acuerdo al test de prueba de chi-cuadrado como se aprecia en la tabla 3.23 se muestra el resumen de las puntuaciones de las funcionalidades de distribución probabilidad según las pruebas utilizadas, asignando el valor 1 a la “mejor” y 5 a la “peor”. Estos resultados se utilizaron para derivar en el orden en que las funciones de probabilidad se ajustan mejor a los datos: 1) Gumbel y Pearson tipo II, 2) Log Normal 3P, 3) GEV y Normal y 4) Log Normal 3P. Según la figura 3.14 se aprecia que la curva real se ajusta más a la distribución Gumbel. Por tanto, para obtener las curvas IDF, se tomó el acuerdo de emplear la distribución Gumbel. Cómo se llega a la conclusión en las investigaciones de Suárez, Sepúlveda, Patarroyo & Canaria (2020).

En la selección del período de retorno se utilizó las sugerencias del MTC (2011), en el que se propone usar un tiempo de vida útil de defensas ribereñas $n= 25$ y un riesgo admisible del 22%; es por esto que en el presente trabajo de tesis se utilizó para el diseño de las defensas ribereñas $n= 25$ años y el riesgo máximo admisible de 22.22% (tabla 3.25). Con estos datos se consiguió un tiempo de retorno de diseño de $Tr= 100$

años; además tomando el método de justificación poseemos a las conclusiones a que llegó Zarabia (2016).

Como se observa en la figura 3.16 Curvas IDF, cuanto mayor sea la duración de la lluvia, menor es la intensidad, y cuando el período de retorno es mayor, tenemos menores densidades. Cómo se llega a la conclusión en la investigación de Torres (2019), y de acuerdo a los resultados de IDF se obtuvo los hietogramas de diseño que se optó por utilizar el método de bloques alternos según MTC (2011), este método arrojó muy semejantes con el análisis intervenido por Quispe (2019).

A partir de los resultados de las tablas 3.17 y 3.18, se consiguieron las modelaciones hidrológicas en HEC-HMS para diferentes periodos de retorno, los cuales muestran el comportamiento de las corrientes utilizando hidrogramas unitarios del SCS, los cuales se obtienen del número de curva como método de pérdidas y los hietogramas de diseño para cada uno de los periodos de retorno. Con dichos valores se generaron los hidrogramas para diferentes periodos de retorno que se observan en la tabla 3.33; también tomando el criterio de justificación tenemos a los procedimientos que asumió Quispe (2019).

Los coeficientes de manning se estimaron tomando en cuenta el diámetro de las partículas del material que compone el cauce planteado según Fernández et al. (2018). En el cauce principal se adoptó un coeficiente de Manning de 0.025 (ríos) como se aprecia en la tabla 3.25, mientras que en las planicies de inundación se estimaron mediante inspección visual de todo el tramo aguas arriba del puente Carapo, adoptando valores de acuerdo al tipo de uso del suelo dominante (tabla 3.26 y figura 3.42). Cómo se llega a la conclusión en la investigación de llegó Zarabia (2016).

Para la generación de tirantes máximos para diferentes periodos de retorno (con y sin defensas ribereñas) para la zona en análisis se efectuó con el programa Iber (modelamiento hidrodinámico 2D) como se aprecian en las figuras 3.44, 3.46, 3.48, 3.51 y 3.53, esta complejidad de un estudio hidrodinámico y geomorfológico del tramo del río Caracha con un componente tan bidimensional como el meandro del río en el área de estudio ha hecho necesario recurrir a la construcción de un modelo físico y modelado matemático con el Programa Iber. Lo que condice con Mera, Anta, Peña &

Cea (2009) y González (2012) quienes afirman que se deben utilizar aproximaciones 2D y 3D para tener en cuenta los flujos secundarios y el intercambio entre el lecho del río y la llanura.

Finalmente, sería ideal comparar los resultados obtenidos con otros modelos tal como llega a la conclusión Dionisio (2015). Dado que en esta investigación no se pudo llevar a cabo. Ello implicaría una mejor calibración de los parámetros del modelo, como el coeficiente de fricción, no solo para verificar el nivel del agua en la zona en estudio, sino también para verificar el calado y la velocidad en diferentes puntos.

3.3. Resultados de la profundidad de socavación para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

3.3.1. Parámetros de sedimentos

Tabla 3.38. Parámetros de Sedimentos

Parámetros	Valores
D_{50}	0.008 m
Porosidad η	0.41
Ángulo de fricción interna Φ	$30.10^\circ = 0.53 \text{ rad}$
Densidad relativa ρ_r	2.56

En la tabla 3.38 se ha definido los parámetros de sedimentos el cual nos sirvió como datos de entrada para el modelamiento bidimensional de transporte de sedimentos más específicamente **transporte por arrastre de fondo**; que mediante ellos fijamos la altura de socavación para diferentes periodos de retorno en el programa Iber.

El D_{50} , porosidad, ángulo de fricción interna y densidad relativa; dichos datos se obtuvieron de la granulometría y/o de la mecánica de suelos generados para dicha zona de estudio (ver ANEXO 6 Estudio de mecánica de suelos con fines de protección).

3.3.2. Profundidad de socavación

En las visualizaciones mostradas de erosión (altura de socavación) para cada periodo de retorno con defensas ribereñas se observó aguas abajo que la erosión es alta, debido a que los parámetros de sedimentos (datos de entrada) se ha generalizado y la realidad es

que en esta zona el material es rocoso. El programa IBER asume toda la zona en evaluación con los mismos parámetros.

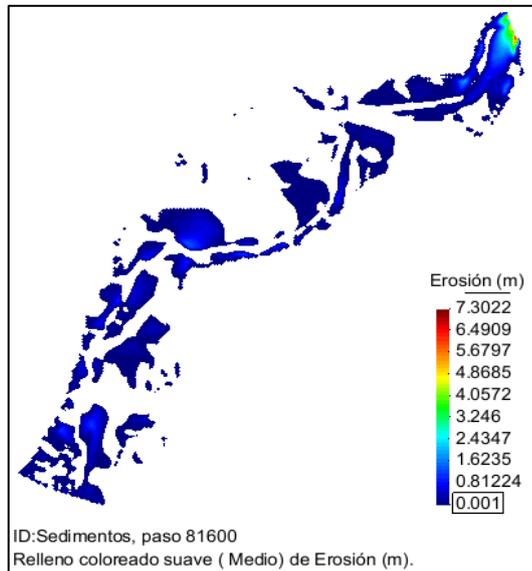


Figura 3.55. Visualización de altura de erosión con defensas ribereñas TR=10 Años

En la figura 3.55 altura de erosión con defensas ribereñas TR=10 Años se aprecia en la parte inferior derecha hay una barra de datos que muestra las alturas de erosión (altura de socavación) en todo el tramo analizado, que se muestra en diferentes colores. Se detalla una erosión promedio de 1.62 m en el cauce principal del río. En las márgenes izquierdo y derecho de la inundación, la erosión promedio es de 0.81 m.

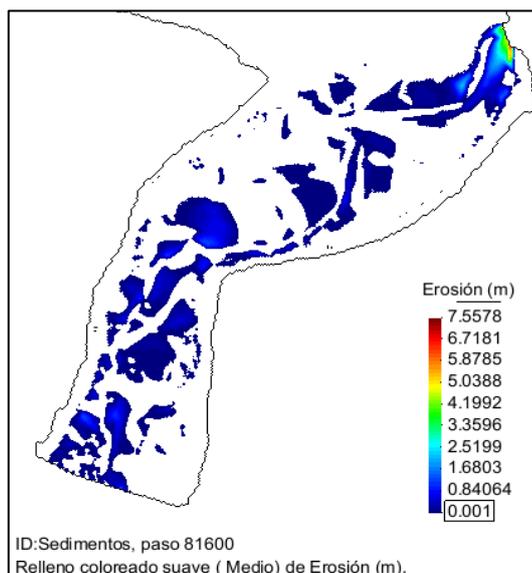


Figura 3.56. Visualización de altura de erosión con defensas ribereñas TR=50 Años

En la figura 3.56 altura de erosión con defensas ribereñas TR=50 Años se aprecia en la parte inferior derecha hay una barra de datos que muestra las alturas de erosión (altura de socavación) en todo el tramo analizado, que se muestra en diferentes colores. Se detalla una erosión promedio de 1.68 m en el cauce principal del río. En las márgenes izquierdo y derecho de la inundación, la erosión promedio es de 0.84 m.

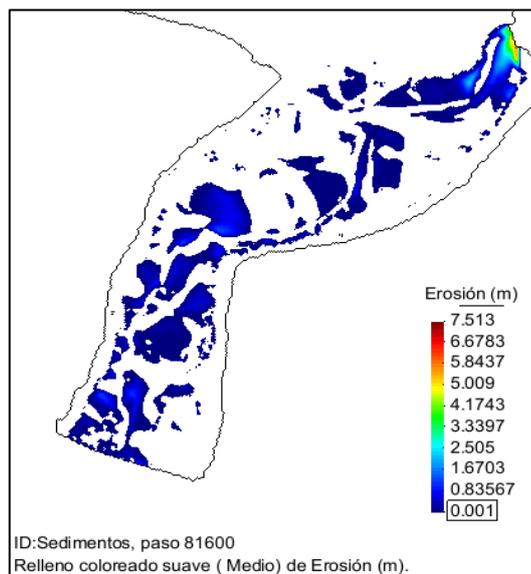


Figura 3.57. Visualización de altura de erosión con defensas ribereñas TR=100 Años

En la figura 3.57 altura de erosión con defensas ribereñas TR=100 Años se aprecia en la parte inferior derecha hay una barra de datos que muestra las alturas de erosión (altura de socavación) en todo el tramo analizado, que se muestra en diferentes colores. Se detalla una erosión promedio de 2.51 m en el cauce principal del río. En las márgenes izquierdo y derecho de la inundación, la erosión promedio es de 1.67 m.

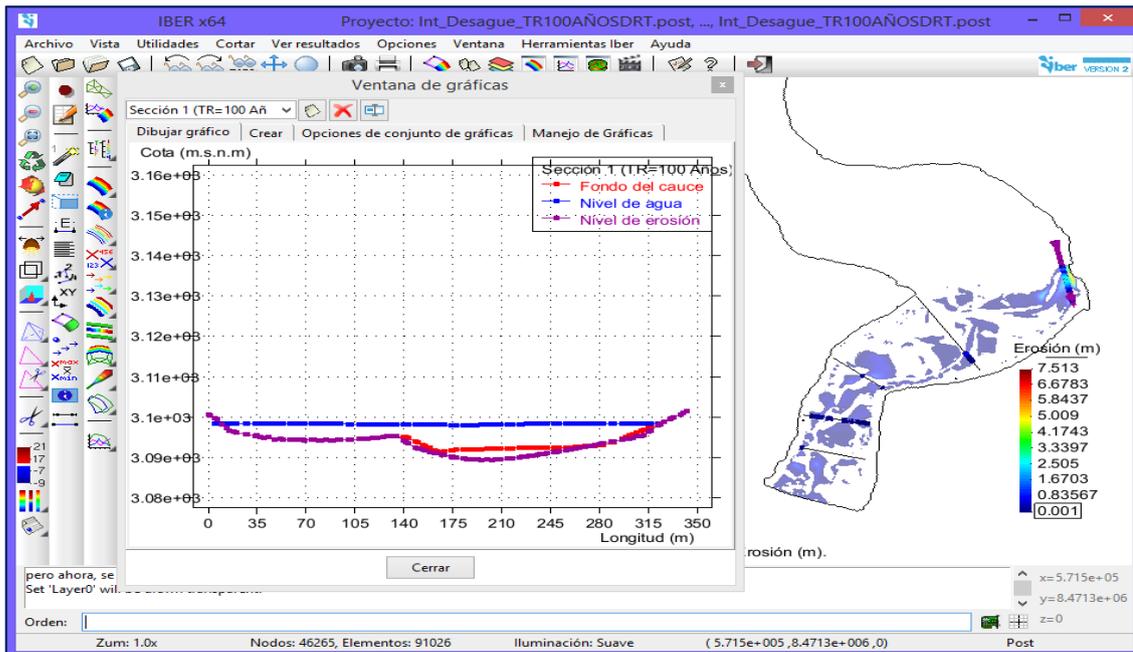


Figura 3.58. Secciones transversales topográficas, hidráulicas y erosión TR = 100 años

En la figura 3.58 se observa una sección transversal topográfica, hidráulica y erosión (socavación) para un periodo de retorno de 100 años donde se identifica el fondo del cauce, el nivel de agua y el nivel de erosión (Socavación) en la sección 1, aparte de ello se aprecia las demás secciones.

Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 3 secciones transversales topográficas, hidráulicas y erosión (socavación) TR = 100 años.

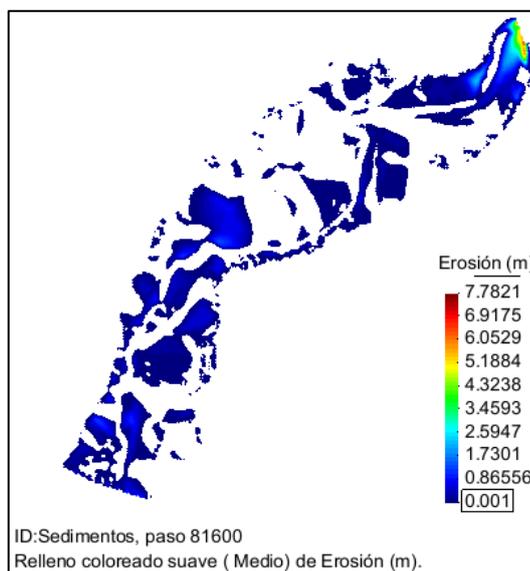


Figura 3.59. Visualización de altura de erosión con defensas ribereñas TR=200 Años

En la figura 3.59 altura de erosión con defensas ribereñas TR=200 Años se aprecia en la parte inferior derecha hay una barra de datos que muestra las alturas de erosión (altura de socavación) en todo el tramo analizado, que se muestra en diferentes colores. Se detalla una erosión promedio de 2.59 m en el cauce principal del río. En las márgenes izquierdo y derecho de la inundación, la erosión promedio es de 1.73 m.

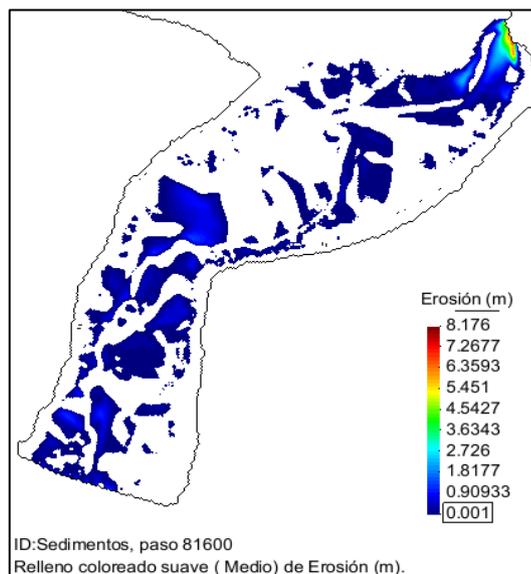


Figura 3.60. Visualización de altura de erosión con defensas ribereñas TR=500 Años

En la figura 3.60 altura de erosión con defensas ribereñas TR=500 Años se aprecia en la parte inferior derecha hay una barra de datos que muestra las alturas de erosión (altura de socavación) en todo el tramo analizado, que se muestra en diferentes colores. Se detalla una erosión promedio de 2.73 m en el cauce principal del río. En las márgenes izquierdo y derecho de la inundación, la erosión promedio es de 1.81 m.

3.3.3. Discusión de la profundidad de socavación para diferentes periodos de retorno del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

Los cálculos de las tasas de transporte o arrastre de fondo (profundidad de socavación) fueron calculadas empíricamente con la fórmula de Meyer Peter & Müller utilizando el programa Iber, para todos los caudales máximos simulados (diferentes periodos de retorno) tal como se aprecia en las figuras 3.55, 3.56, 3.57, 3.59 y 3.60; el cual, dado que no existía un modelo numérico ni un modelo físico que permitiera comparar los resultados, este resultado fue validado. Como concluye la investigación de Pesántez y Sánchez (2015), quienes confirman que los resultados de las tasas de transporte o

arrastre de fondo obtenidas empíricamente con las fórmulas de Meyer Peter & Müller y Van Rijn no señalan una variación significativa entre estas, por lo que estos resultados podrían validarse si no se cuenta con numérico o un modelo físico que permita comparar los resultados.

Según Corestein G. y Bladé E (2012) llegan a la conclusión en su trabajo de investigación “Validación del módulo de transporte de sedimentos de fondo Modelo Iber” que la fórmula para calcular el caudal sólido se acerca bastante a la expresión de Meyer Peter & Müller que imita los obtenidos en el laboratorio, pero claramente existe la necesidad de realizar más pruebas para producir resultados más convincentes. Por tanto, sin un modelo matemático o un modelo físico que permita correlacionar los resultados, es posible validar estos resultados.

3.4. Resultados de identificación de los tramos inundables del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

3.4.1. Identificación de zonas inundables

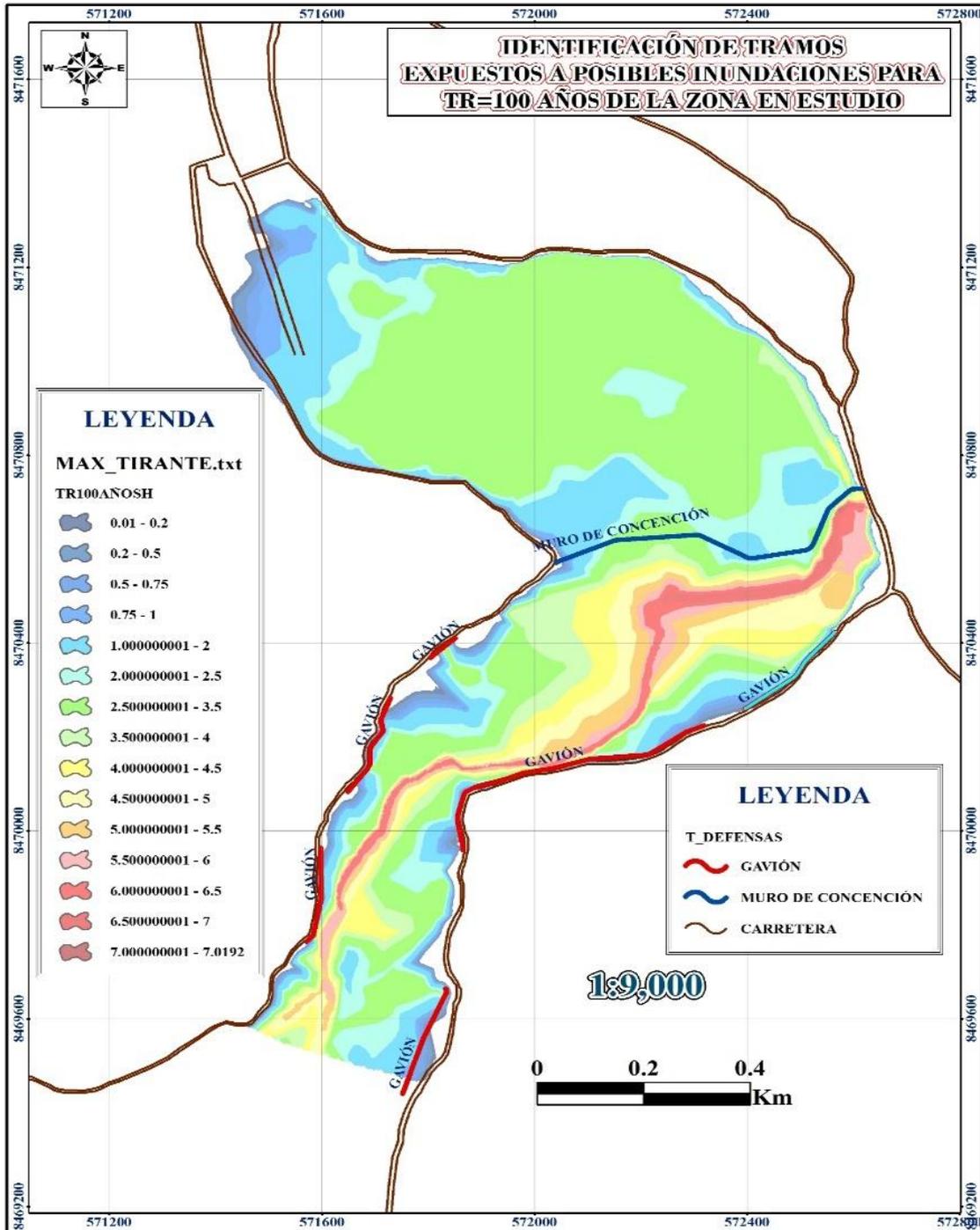


Figura 3.61. Identificación de tramos a posibles inundaciones

En la figura 3.61 de identificación de tramos a posibles inundaciones se observa dos márgenes (izquierda y derecha) donde se planteó defensas ribereñas tal es así gaviones,

muro de contención y defensas vivas, todo el análisis se efectuó para el periodo de retorno seleccionado en este caso TR=100 años.

3.4.2. Concretización de soluciones con medidas estructurales y no estructurales

Para el dimensionamiento de las defensas ribereñas (gavión, muro de contención y defensas vivas) se tuvieron en consideración los parámetros hidráulicos conseguidos, después del tránsito hidráulico y zonas de ubicación de la defensa ribereña, para cada uno de los nueve tramos. Para ello dichos parámetros se definieron con respecto a la sección crítica, la sección situada en la cual se ocasiona o se obtiene mayor los parámetros hidráulicos para cada tramo planteado.

Tabla 3.39. Ubicación de los tramos de inundación (Sección Crítica)

Código	Tramo	Coordenadas UTM (Sección Crítica)			Margen
		Este	Norte	Altitud	
TM-1	Tramo 1	571584.21	8469779.10	3098.06	Izquierdo
TM-2	Tramo 2	571688.87	8470139.11	3097.26	Izquierdo
TM-3	Tramo 3	571823.90	8470386.73	3097.73	Izquierdo
TM-4	Tramo 4	572233.47	8470624.94	3095.00	Izquierdo
TM-5	Tramo 5	572599.28	8470727.56	3093.65	Izquierdo
TM-6	Tramo 6	571829.75	8469645.92	3097.38	Derecho
TM-7	Tramo 7	571855.12	8470030.56	3097.87	Derecho
TM-8	Tramo 8	572031.71	8470133.16	3094.84	Derecho
TM-9	Tramo 9	572529.95	8470384.87	3097.12	Derecho

En la tabla 3.39 de ubicación de los tramos de inundación (Sección Crítica), se presentaron nueve tramos (tramos inundables); con sus respectivas coordenadas UTM en la sección crítica en cada tramo identificado.

3.4.2.1. Resultados de parámetros hidráulicos por tramos

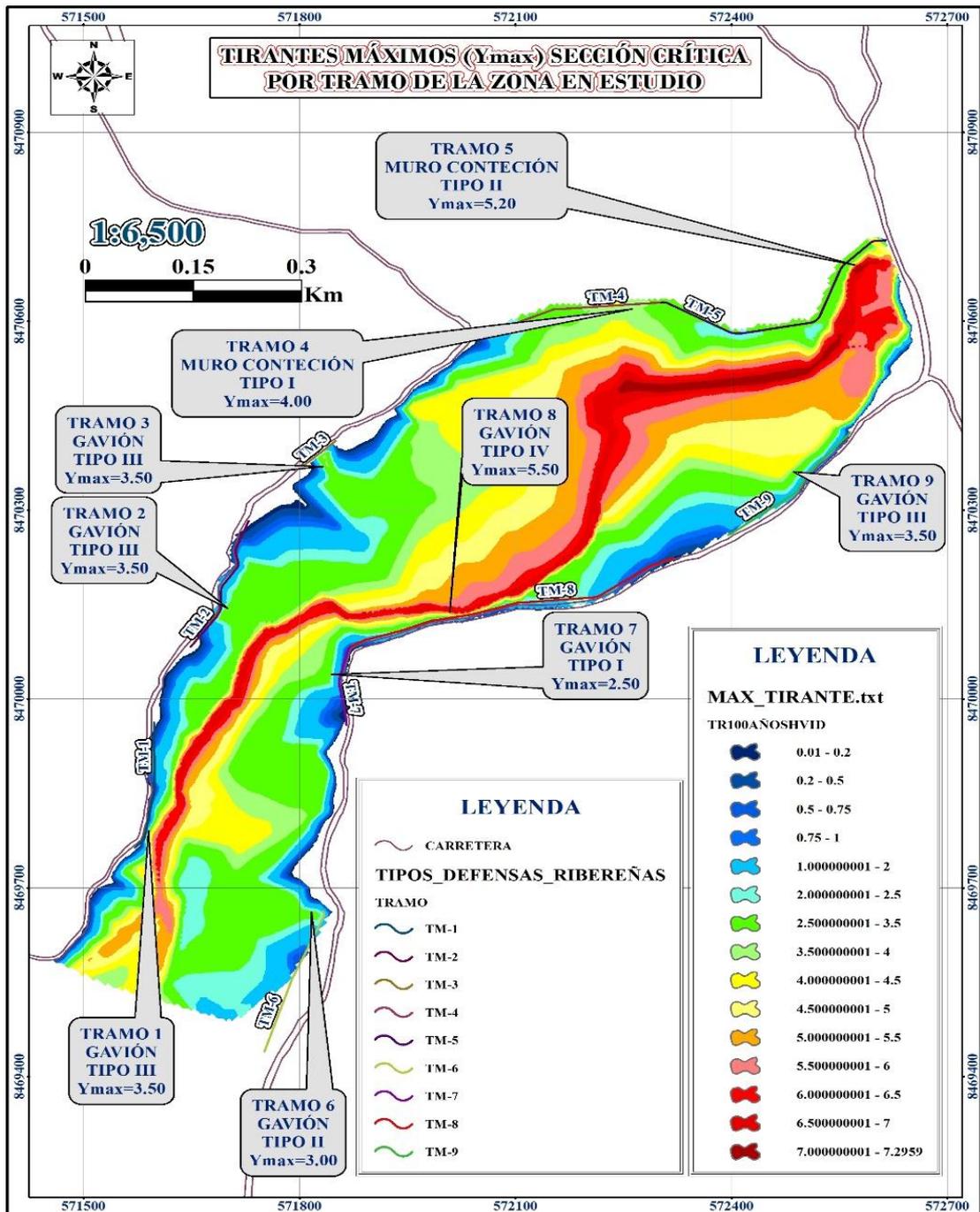


Figura 3.62. Tirantes máximos (Y_{max}) sección crítica por tramo de la zona en estudio

En la figura 3.62 de tirantes máximos (Y_{max}) sección crítica por tramo de la zona en estudio, se presenta nueve tramos con los siguientes tirantes máximos: Tramo 1 $Y_{max} = 3.50$ m, tramo 2 $Y_{max} = 3.50$ m, tramo 3 $Y_{max} = 3.50$ m, tramo 4 $Y_{max} = 4.00$ m, tramo 5 $Y_{max} = 5.20$ m, tramo 6 $Y_{max} = 3.00$ m, tramo 7 $Y_{max} = 2.50$ m, tramo 8 $Y_{max} = 5.50$ m y tramo 9 $Y_{max} = 3.50$ m.

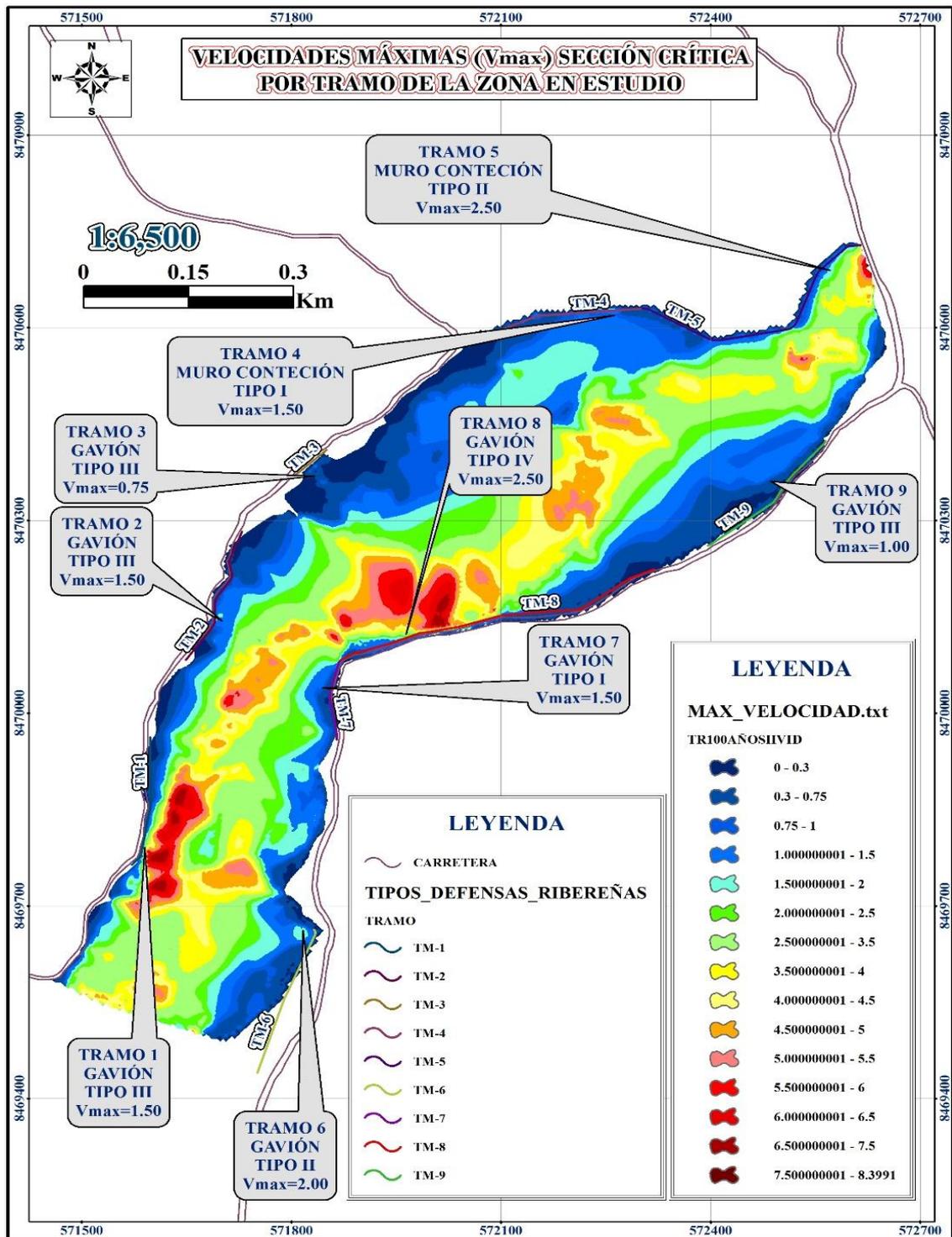


Figura 3.63. Velocidades máximas (V_{max}) sección crítica por tramo de la zona en estudio

En la figura 3.63 de velocidades máximas (V_{max}) sección crítica por tramo de la zona en estudio, se presenta nueve tramos con los siguientes tirantes máximos: Tramo 1 $V_{max} = 1.50 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, tramo 2 $V_{max} = 1.50 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, tramo 3 $V_{max} = 0.75 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, tramo 4 $V_{max} = 1.50 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, tramo 5 $V_{max} = 2.50 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, tramo 6 $V_{max} = 2.00 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, tramo 7 $V_{max} = 1.50 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, tramo 8 $V_{max} = 2.50 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ y tramo 9 $V_{max} = 1.50 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$.

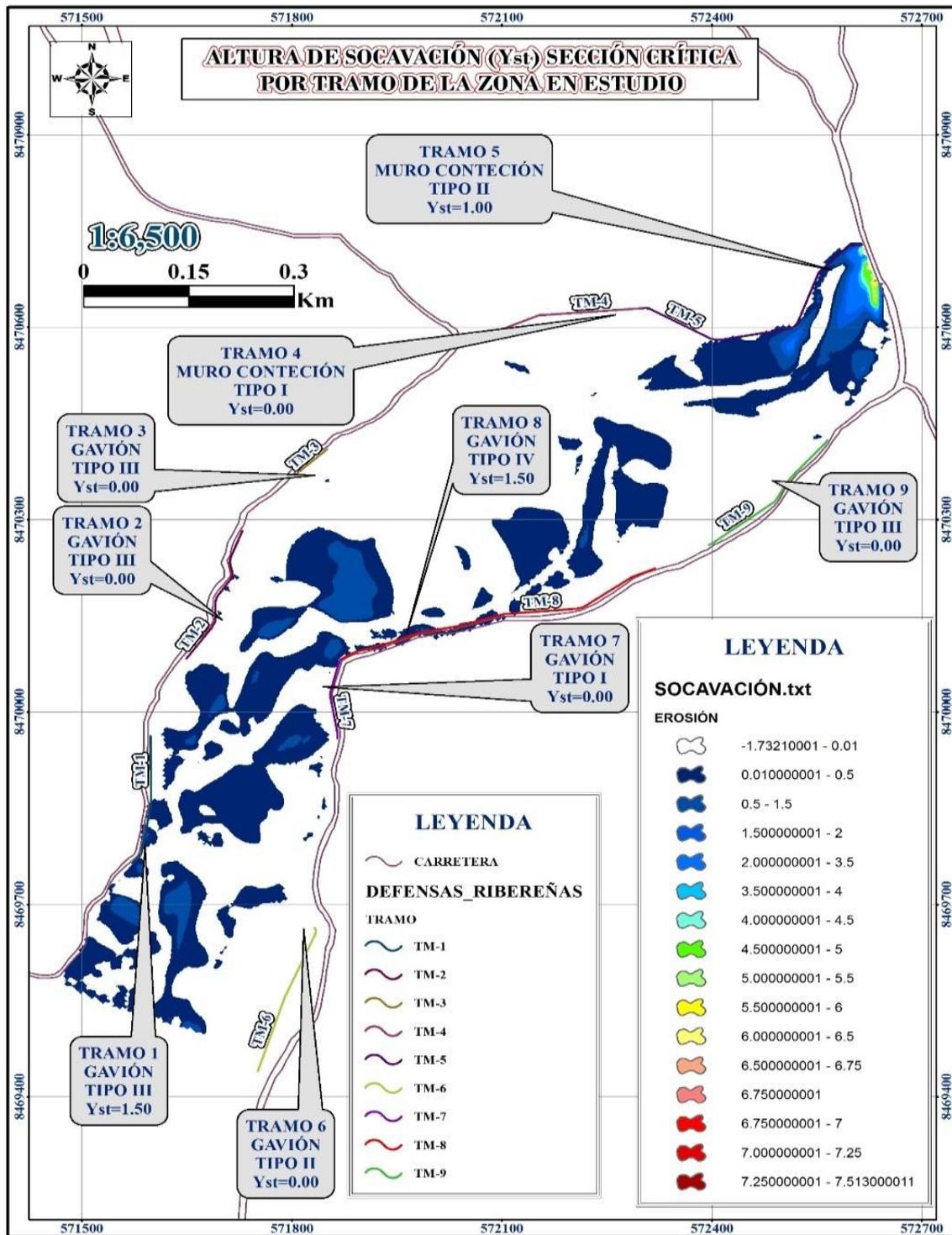


Figura 3.64. Altura de socavación (Y_{st}) sección crítica por tramo de la zona en estudio

En la figura 3.64 de altura de socavación (Y_{st}) sección crítica por tramo de la zona en estudio, se presenta nueve tramos con los siguientes tirantes máximos: Tramo 1 $Y_{st} = 1.50$ m, tramo 2 $Y_{st} = 0.00$ m, tramo 3 $Y_{st} = 0.00$ m, tramo 4 $Y_{st} = 0.00$ m, tramo 5 $Y_{st} = 1.00$ m, tramo 6 $Y_{st} = 0.00$ m, tramo 7 $Y_{st} = 0.00$ m, tramo 8 $Y_{st} = 1.50$ m y tramo 9 $Y_{st} = 0.00$ m.

3.4.2.2. Identificación de la Altura de la Defensa Ribereña

Con respecto a los resultados generados de tirantes en las secciones críticas en cada uno de los nueve tramos de análisis a través del modelado bidimensional con el programa IBER, se identificó la altura de la defensa ribereña promedio para el normal tránsito de máximas avenidas. El siguiente paso fue determinar la altura del muro, el tipo de protección del banco y los tipos de gaviones y muros de contención en función de la altura del muro.

Tabla 3.40. Tipos de defensas ribereñas planteadas y parámetros hidráulicos por tramo (Sección crítica)

Cód	Tramo	Margen	Defensas ribereñas	Tirante máximo (m)	Velocidad máxima (m.s ⁻¹)	Altura de socavación (m)	Borde libre (m)	Colchón reno (m)
TM-1	Tramo 1	Izquierdo	Gavión	3.50	1.50	1.50	0.16	3.00
TM-2	Tramo 2	Izquierdo	Gavión	3.50	1.50	0.00	0.16	0.00
TM-3	Tramo 3	Izquierdo	Gavión	3.50	0.75	0.00	0.04	0.00
TM-4	Tramo 4	Izquierdo	M. Contención	4.00	1.50	0.00	0.16	
TM-5	Tramo 5	Izquierdo	M. Contención	5.20	2.50	1.00	0.45	
TM-6	Tramo 6	Derecho	Gavión	3.00	2.00	0.00	0.29	0.00
TM-7	Tramo 7	Derecho	Gavión	2.50	1.50	0.00	0.16	0.00
TM-8	Tramo 8	Derecho	Gavión	5.50	2.50	1.50	0.45	3.00
TM-9	Tramo 9	Derecho	Gavión	3.50	1.00	0.00	0.07	0.00

En la tabla 3.40 de parámetros hidráulicos por tramo (Sección crítica) para el diseño de la estructura, se presentó nueve tramos (tramos inundables); tipos de defensas ribereñas; se aprecia el resumen de los tirantes máximos, velocidades máximas, altura de socavación; como también la altura del borde libre y la longitud del colchón reno (colchón antisocavante).

a) Gavión

• Tramo 1 (margen izquierdo)

En este tramo, según la tabla 3.39, se observa “el tirante máximo de 3.50 m, un borde libre de 0.16 m, por lo que se ha tenido en cuenta un borde libre de 0.50 m por encima de la superficie del agua y se observa longitud del colchón reno es de 3.00, por lo que se asumió el valor inmediatamente superior de $L_{ys}=4.00$ m según las especificaciones técnicas ya determinadas para los colchones Reno, las cuales se especifican en los planos respectivos. Finalmente, la altura del gavión fue de 4.00 m, al que llamamos gavión tipo III”.

- **Tramo 2 (margen izquierdo)**

En este tramo, según la tabla 3.39, se observa “el tirante máximo de 3.50 m, un borde libre de 0.16 m, por lo que se ha tenido en cuenta un borde libre de 0.50 m por encima de la superficie del agua y se observa longitud del colchón reno es de 0.00, por lo que se asumió el valor inmediatamente superior de $Lys=4.00$ m según las especificaciones técnicas ya determinadas para los colchones Reno, las cuales se especifican en los planos respectivos. Finalmente, la altura del gavión fue de 4.00 m, al que llamamos gavión tipo III”.

- **Tramo 3 (margen izquierdo)**

En este tramo, según la tabla 3.39, se observa “el tirante máximo de 3.50 m, un borde libre de 0.04 m, por lo que se ha tenido en cuenta un borde libre de 0.50 m por encima de la superficie del agua y se observa longitud del colchón reno es de 0.00, por lo que se asumió el valor inmediatamente superior de $Lys=4.00$ m según las especificaciones técnicas ya determinadas para los colchones Reno, las cuales se especifican en los planos respectivos. Finalmente, la altura del gavión fue de 4.00 m, al que llamamos gavión tipo III”.

- **Tramo 6 (margen derecho)**

En este tramo, según la tabla 3.39, se observa “el tirante máximo de 3.00 m, un borde libre de 0.29 m, por lo que se ha tenido en cuenta un borde libre de 0.50 m por encima de la superficie del agua y se observa longitud del colchón reno es de 0.00, por lo que se asumió el valor inmediatamente superior de $Lys=4.00$ m según las especificaciones técnicas ya determinadas para los colchones Reno, las cuales se especifican en los planos respectivos. Finalmente, la altura del gavión fue de 3.50 m, al que llamamos gavión tipo II”.

- **Tramo 7 (margen derecho)**

En este tramo, según la tabla 3.39, se observa “el tirante máximo de 2.50 m, un borde libre de 0.16 m, por lo que se ha tenido en cuenta un borde libre de 0.50 m por encima de la superficie del agua y se observa longitud del colchón reno es de 0.00, por lo que se asumió el valor inmediatamente superior de $Lys=4.00$ m según las especificaciones técnicas ya determinadas para los colchones Reno, las cuales se especifican en los

planos respectivos. Finalmente, la altura del gavión fue de 3.00 m, al que llamamos gavión tipo I”.

- **Tramo 8 (margen derecho)**

En este tramo, según la tabla 3.39, se observa “el tirante máximo de 5.50 m, un borde libre de 0.45 m, por lo que se ha tenido en cuenta un borde libre de 0.50 m por encima de la superficie del agua y se observa longitud del colchón reno es de 3.00, por lo que se asumió el valor inmediatamente superior de $Lys=4.00$ m según las especificaciones técnicas ya determinadas para los colchones Reno, las cuales se especifican en los planos respectivos. Finalmente, la altura del gavión fue de 6.00 m, al que llamamos gavión tipo IV”.

- **Tramo 9 (margen derecho)**

En este tramo, según la tabla 3.39, se observa “el tirante máximo de 3.50 m, un borde libre de 0.07 m, por lo que se ha tenido en cuenta un borde libre de 0.50 m por encima de la superficie del agua y se observa longitud del colchón reno es de 0.00, por lo que se asumió el valor inmediatamente superior de $Lys=4.00$ m según las especificaciones técnicas ya determinadas para los colchones Reno, las cuales se especifican en los planos respectivos. Finalmente, la altura del gavión fue de 4.00 m, al que llamamos gavión tipo III”.

b) Muro de contención

- **Tramo 4 (margen izquierdo)**

En este tramo, según la tabla 3.39, se observa “el tirante máximo de 4.00 m, un borde libre de 0.16 m, por lo que se ha tenido en cuenta un borde libre de 0.50 m por encima de la superficie del agua y se observa altura de socavación de 0.00 (intervino en la definición de la altura de la zapata y dentellón). Finalmente, la altura del muro de contención fue de 4.50 m (altura netamente muro sin la altura de la zapata), que denominamos Muro de Contención Tipo I”.

- **Tramo 5 (margen izquierdo)**

En este tramo según en la tabla 3.39 se observa “el tirante máximo de 5.20 m, un borde libre de 0.45 m, por lo que se ha tenido en cuenta un borde libre de 0.50 m por encima de la superficie del agua y se observa altura de socavación de 1.00 m (intervino en la

definición de la altura de la zapata y dentellón). Finalmente, la altura del muro de contención fue de 5.70 m (altura netamente muro sin la altura de la zapata), que denominamos Muro de Contención Tipo II”.

3.4.2.3. Dimensionamiento final de la defensa ribereña

Para el dimensionamiento de los gaviones, muro de contención, se tomó en cuenta para un un TR = 100 años las velocidades y tirantes formados para el hidrograma de caudales (IBER).

Una vez determinadas las alturas y longitudes de la defensa ribereña, se muestran las dimensiones finales de las secciones de las defensas ribereñas instaladas en los nueve tramos que abarcan ambos márgenes de la zona de estudio. Dichas defensas ribereñas fueron analizadas las resistencias, empujes, capacidad portante entre otros con base de los resultados de la mecánica del suelo (ver ANEXO 6 estudio de mecánica de suelos con fines de protección). Los detalles y especificaciones técnicas de estas estructuras se dan en los planos presentados en el ANEXO 7 planos de esta tesis. Por otro lado, se proyectaron defensas vivas en los tramos donde no se dispuso de gaviones y muros de contención, como se indica en los planos presentados en el ANEXO 7 planos de esta investigación.

Tabla 3.41. Defensas ribereñas planteadas de la presente tesis

Progresiva		Longitud (m)	Margen	Tramo inundable	Defensas ribereñas	Tipo
Inicio	Fin					
0+000.00	0+240.00	240.00	Izquierda		Defensas vivas	
0+240.00	0+445.00	205.00	Izquierda	Tramo 01	Gavión	III
0+445.00	0+580.00	135.00	Izquierda		Defensas vivas	
0+580.00	0+805.00	225.00	Izquierda	Tramo 02	Gavión	III
0+805.00	0+920.00	115.00	Izquierda		Defensas vivas	
0+920.00	0+980.00	60.00	Izquierda	Tramo 03	Gavión	III
0+980.00	1+235.00	255.00	Izquierda		Defensas vivas	
1+235.00	1+505.00	270.00	Izquierda	Tramo 04	Muro de contención	I
1+505.00	1+907.00	402.00	Izquierda	Tramo 05	Muro de contención	II
0+000.00	0+240.00	240.00	Derecha	Tramo 06	Gavión	II
0+240.00	0+560.00	320.00	Derecha		Defensas vivas	
0+560.00	0+690.00	130.00	Derecha	Tramo 07	Gavión	I
0+690.00	1+165.00	475.00	Derecha	Tramo 08	Gavión	IV
1+165.00	1+250.00	85.00	Derecha		Defensas vivas	
1+250.00	1+485.00	235.00	Derecha	Tramo 09	Gavión	III
1+485.00	1+784.00	299.00	Derecha		Defensas vivas	

En la tabla 3.41 se aprecia según las progresivas las defensas ribereñas (gaviones, muro de contención y defensas vivas).

Tabla 3.42. Datos de entrada para el cálculo de defensas ribereñas

Datos	Margen derecho	Margen izquierdo
Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ)	31.00°	30.20°
Peso específico del suelo (γ)	1,580 kg.m ⁻³ : 15.49 KN.m ⁻³	1,550 kg.m ⁻³ : 15.20 KN.m ⁻³
Capacidad portante del suelo (σ)	15.70 ton.m ⁻² : 153.97 KN.m ⁻²	13.80 ton.m ⁻² : 135.33 KN.m ⁻²
Cohesión (c)	0.00 ton.m ⁻² : 0.00 KN.m ⁻²	0.00 ton.m ⁻² : 0.00 KN.m ⁻²

En la tabla 3.42 se ha definido los datos de entrada para el cálculo de defensas ribereñas el cual nos sirvió como datos de entrada para el dimensionamiento estructural de las defensas ribereñas; que mediante ellos fijamos la seguridad de la estructura utilizando el programa Gawacwin y el Excel. El ángulo de fricción interna del suelo, peso específico del suelo y Cohesión; dichos datos se obtuvieron de la mecánica de suelos generados para dicha zona de estudio (ver ANEXO 6 estudio de mecánica de suelos con fines de protección).

a) Gavión

• Tramo 1 (margen izquierda)

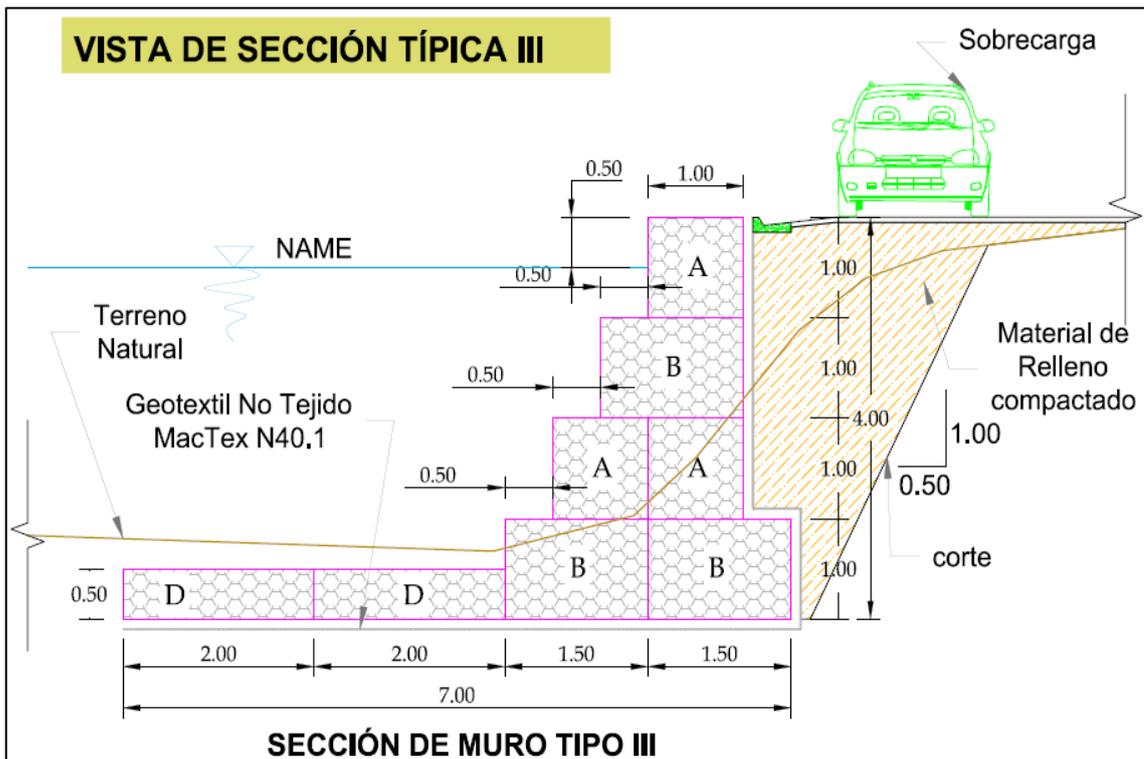


Figura 3.65. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo III - Tramo 1

En la figura 3.65 “se muestran todas las medidas del gavión tipo III. Asimismo, el borde libre con referencia del nivel del agua (NAME) que es de 0.50 m las cuales primero pasaron por un pre diseño y un análisis estructural”.

Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 4 diseño de gaviones.

- **Tramo 2 (margen izquierda)**

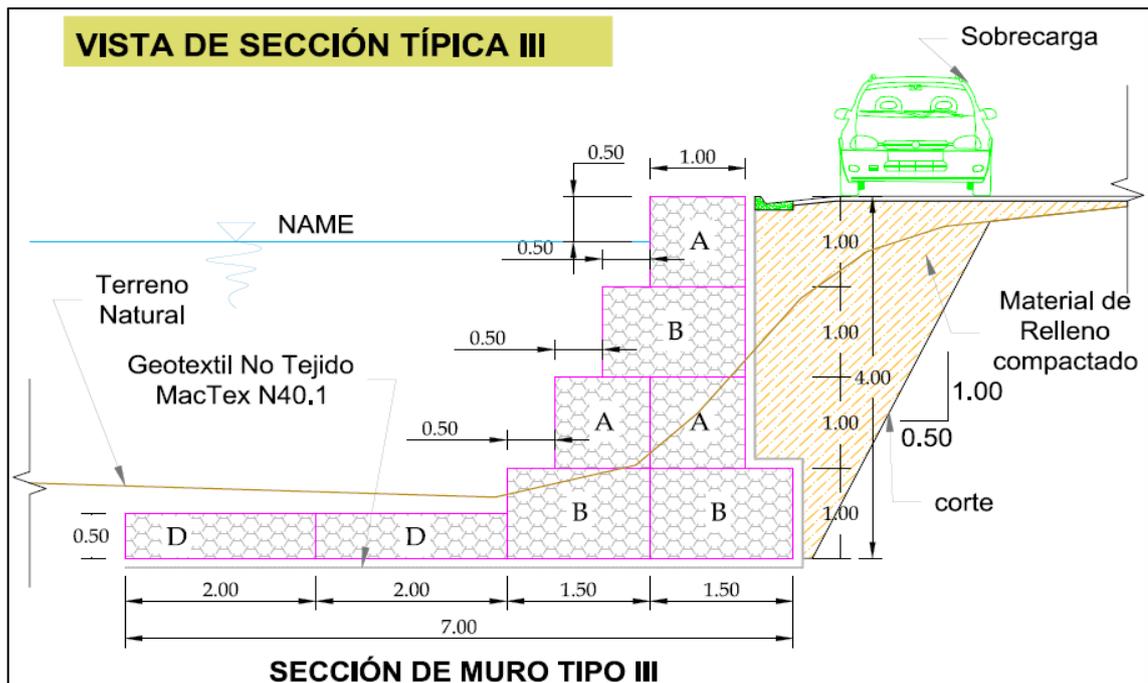


Figura 3.66. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo III- Tramo 2

En la figura 3.66 “se muestran todas las medidas del gavión tipo III. Asimismo, el borde libre con referencia del nivel del agua (NAME) que es de 0.50 m las cuales primero pasaron por un pre diseño y un análisis estructural”.

Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 4 diseño de gaviones.

- **Tramo 3 (margen izquierda)**

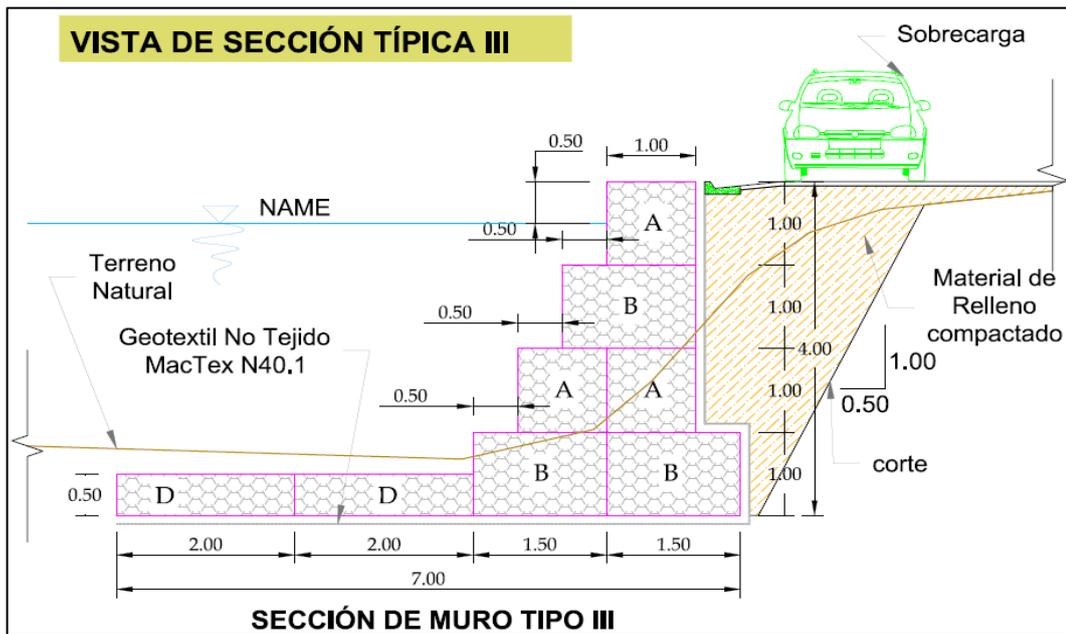


Figura 3.67. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo III - Tramo 3

En la figura 3.67 “se muestran todas las medidas del gavión tipo III. Asimismo, el borde libre con referencia del nivel del agua (NAME) que es de 0.50 m las cuales primero pasaron por un pre diseño y un análisis estructural”. Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 4 diseño de gaviones.

- **Tramo 6 (margen derecha)**

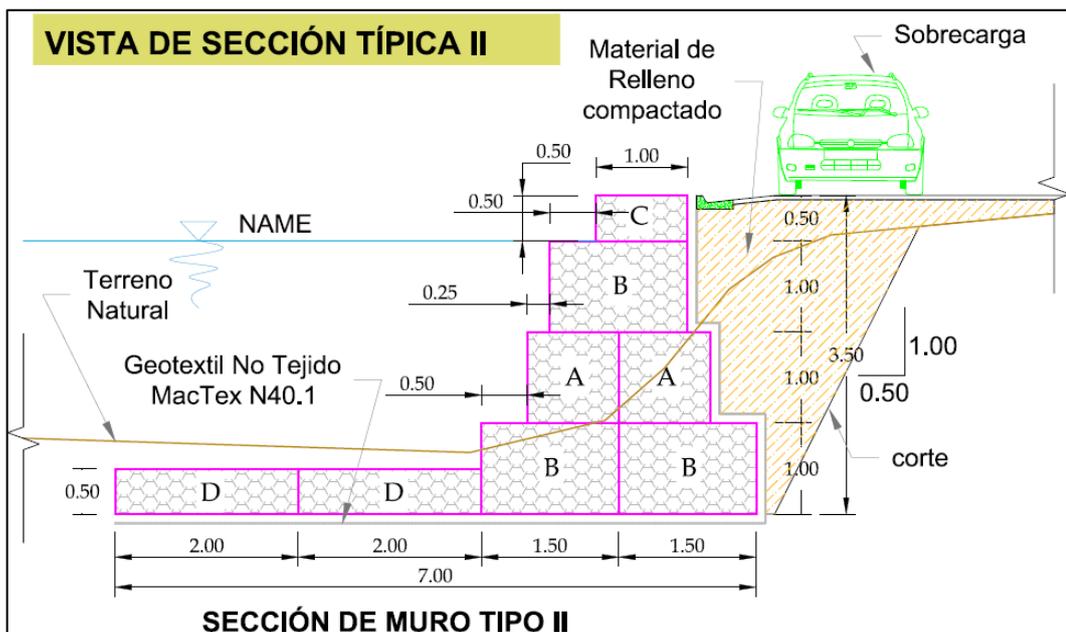


Figura 3.68. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo III - Tramo 6

En la figura 3.68 “se muestran todas las medidas del gavión tipo II. Asimismo, el borde libre con referencia del nivel del agua (NAME) que es de 0.50 m las cuales primero pasaron por un pre diseño y un análisis estructural”.

Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 4 diseño de gaviones.

- **Tramo 7 (margen derecha)**

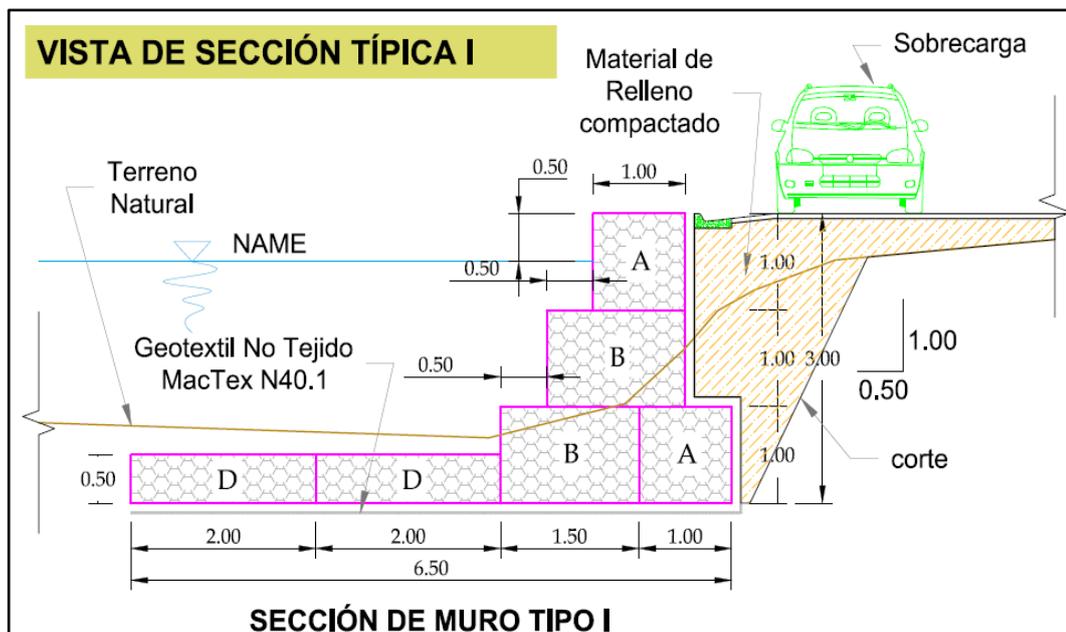


Figura 3.69. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo I - Tramo 7

En la figura 3.69 “se muestran todas las medidas del gavión tipo I. Asimismo, el borde libre con referencia del nivel del agua (NAME) que es de 0.50 m las cuales primero pasaron por un pre diseño y un análisis estructural”.

Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 4 diseño de gaviones.

- **Tramo 8 (margen derecha)**

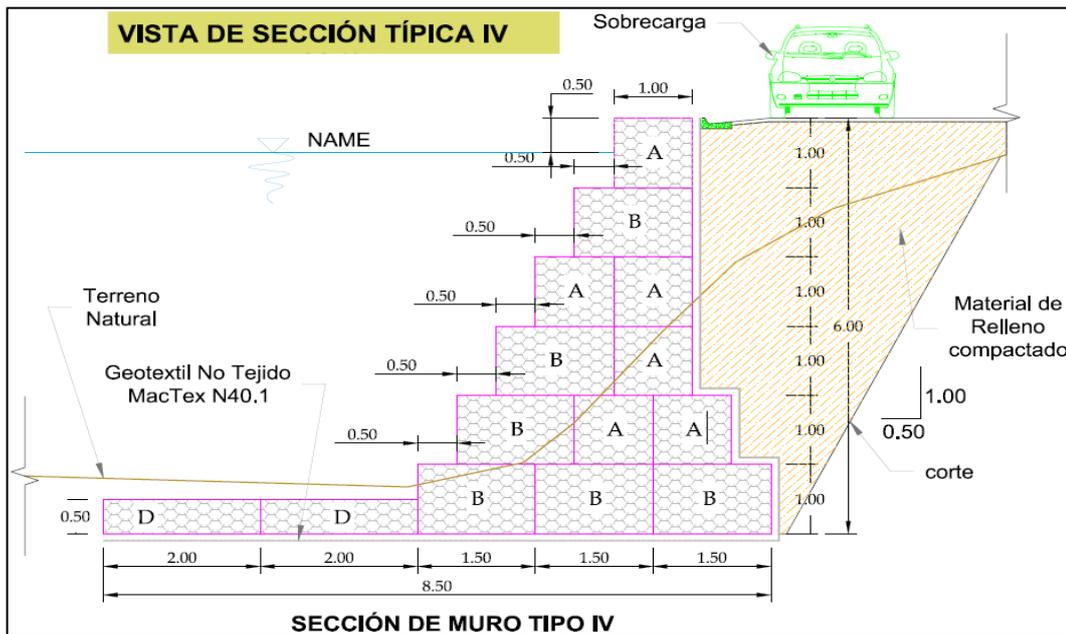


Figura 3.70. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo IV - Tramo 8

En la figura 3.70 “se muestran todas las medidas del gavión tipo IV. Asimismo, el borde libre con referencia del nivel del agua (NAME) que es de 0.50 m las cuales primero pasaron por un pre diseño y un análisis estructural”. Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 4 diseño de gaviones.

- **Tramo 9 (margen derecha)**

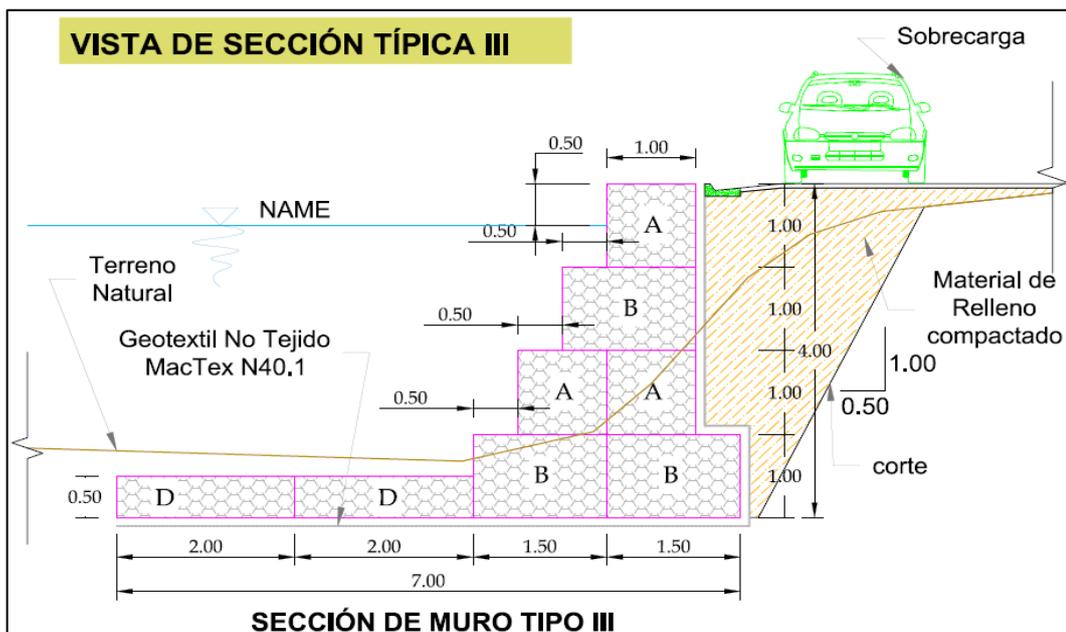


Figura 3.71. Sección transversal de dimensionamiento gavión tipo III - Tramo 9

En la figura 3.71 “se muestran todas las medidas del gavión tipo III. Asimismo, el borde libre con referencia del nivel del agua (NAME) que es de 0.50 m las cuales primero pasaron por un pre diseño y un análisis estructural”. Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 4 diseño de gaviones.

b) Muro de contención

- Tramo 4 (margen izquierda)

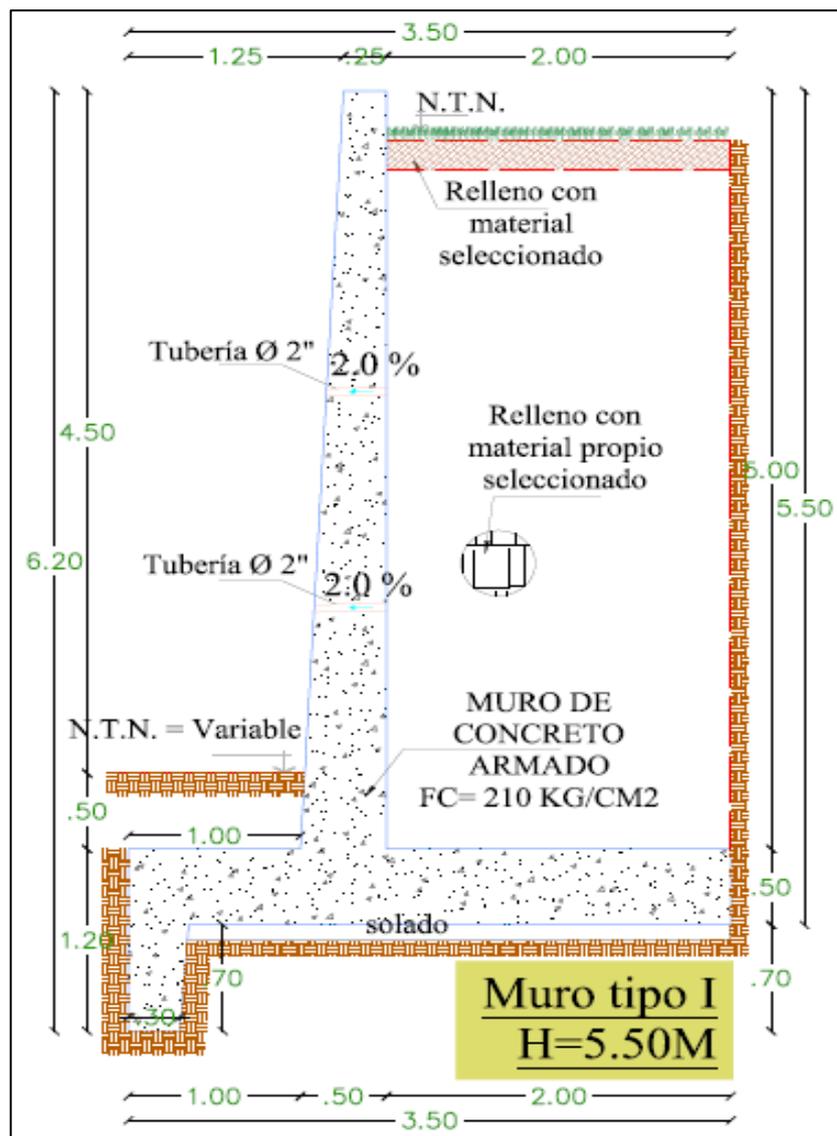


Figura 3.72. Sección transversal de dimensionamiento muro de contención Tipo I - Tramo 4

En la figura 3.72 “se muestran todas las medidas del muro de contención tipo I. Asimismo, el borde libre con referencia del nivel del agua (NAME) que es de 0.50 m las cuales primero pasaron por un pre diseño y un análisis estructural”.

Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 5 diseño de muro de contención.

- **Tramo 5 (margen izquierda)**

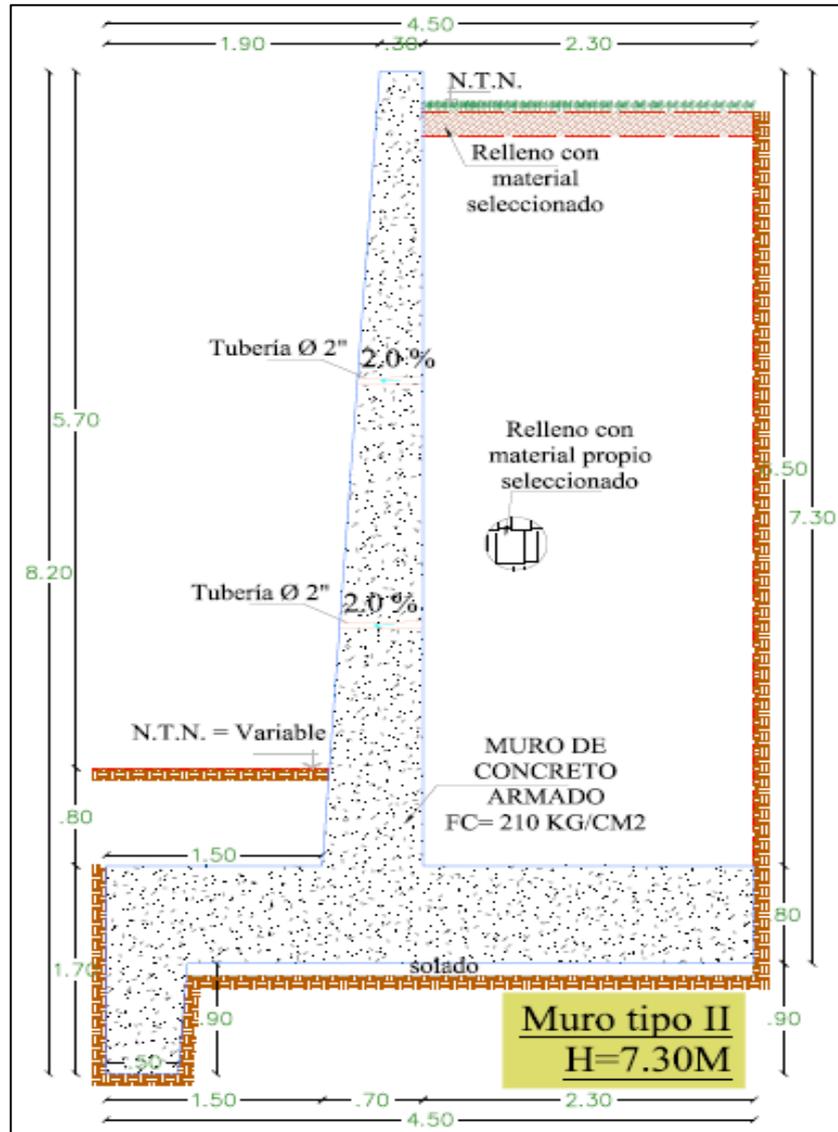


Figura 3.73. Sección transversal de dimensionamiento muro de contención Tipo II - Tramo 5

En la figura 3.73 “se muestran todas las medidas del muro de contención tipo II. Asimismo, el borde libre con referencia del nivel del agua (NAME) que es de 0.50 m2 las cuales primero pasaron por un pre diseño y un análisis estructural”.

Los resultados al detalle se presentan en el ANEXO 5 diseño de muro de contención.

3.4.3. Discusión de identificación de los tramos inundables del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa

Para la identificación de zonas inundables se eligió el caudal máximo para el modelo bidimensional para un tiempo de retorno 100 años, en el cual se identificó las zonas perjudicadas desde el ráster exportado de la modelación hidráulica en IBER, y representadas en ArcGIS; afectando a los dos márgenes (izquierda y derecha), como se aprecia en la figura 3.61. Esto concuerda con la metodología aplicada en el trabajo de investigación de García (2019). De acuerdo a la identificación de las zonas inundables se identificó nueve tramos para lo cual se obtuvieron los parámetros hidráulicos tal como se observa en las figuras 3.62, 3.63 y 3.64. con ello se determinó la altura de la defensa ribereña para cada tramo (tabla 3.40).

Según los análisis efectuados en esta investigación se determinó que la defensa ribereña apropiada es determinante para controlar las inundaciones, ya que el diseño oportuno de una estructura hidráulica nos ayuda tener un adecuado manejo de los taludes expuestos a deslizamiento, mejor conducción del flujo en temporadas de crecidas, así mismo el diseño de acuerdo a las necesidades expuestas nos garantiza superar los factores de seguridad establecidos para el vuelco y deslizamiento de manera óptima. Estas consecuencias guardan correlación con lo que sustenta Morales (2019), quien ratifica que realizar un análisis completo del diseño hidráulico y estructural de defensas ribereñas para proponer una estructura acorde a las necesidades de la zona estudio es absolutamente determinante para su correcto funcionamiento y finalidad para la cual se establece. de esta manera se concluye que para esta investigación se construyó muros de gavión, muros de contención y defensas vivas para canalizar el río con el fin de evitar inundaciones (tabla 3.41).

CONCLUSIONES

1. Se determinaron los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa. Lo más importante de la determinación de estos parámetros fue identificar la cuenca y subcuencas ya que todos los parámetros generados han sido con respecto a cada uno de ellos como son: parámetros geomorfológicos de la Cuenca Caracha área (3561.694 km^2), factor de forma (0.078), Coeficiente de Compacidad (2.166), perímetro de la cuenca (461.754 km), longitud del río más largo (104.004 km), longitud total de ríos (2309.570 km), tiempo de concentración (11.53 h) y tiempo de retardo (451.121 min); éstos parámetros ayudó a la determinación de datos de entrada parámetros de HEC-HMS en ríos y subcuencas.
2. Se obtuvo los caudales máximos de diseño y la altura de agua correspondiente al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), para periodos de retorno de 10,50, 100, 200 y 500 años del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa, como es para un periodo de retorno de 100 años se obtuvieron el caudal de descarga para el Puente Carapo punto de análisis en estudio de $1384.9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, calados máximos sin defensas ribereñas en el cauce principal del río un tirante promedio de 5.46 m. en los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el tirante tiene un valor medio 3.12 m y calados máximos con defensas ribereñas en el cauce principal del río un tirante promedio de 5.67 m en los márgenes de inundación izquierdo y derecho, el tirante tiene un valor medio 3.25 m; estos resultados nos permitió analizar el comportamiento hidráulico. Lo que más ayudó para la obtención de los caudales máximos fue las precipitaciones máximas y éstas para la obtención de tirantes máximos además para la obtención de los tirantes máximos se efectuó mediante el modelamiento bidimensional del flujo.

3. Se calculó la profundidad de socavación, para tiempos de retorno de 10, 50,100, 200 y 500 años del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa, como es para un periodo de retorno de 100 años con defensas ribereñas se obtuvo en el cauce principal del río la altura de socavación promedio de 2.51 m, en las riberas de inundación izquierdo y derecho un valor promedio de 1.67 m. Lo más importante de la obtención de altura de socavación fue definir los parámetros de sedimentación porque estos valores son indispensables para el modelamiento bidimensional de transporte de sedimentos y que al efectuar el modelamiento de transporte de sedimentos, se obtuvieron resultados de socavación.

4. Se identificó los tramos expuestos a posibles inundaciones del río Caracha - Comunidad de San Martín de Tiopampa, con la ayuda del modelamiento hidráulico efectuado con el programa Iber, para lo cual se ejecutó una evaluación de diseño por un período de diseño $T_r = 100$ años para dar soluciones con medidas estructurales y no estructurales, identificando dos márgenes (izquierda 1+907.00 km y derecha 1+784.00 km), nueve tramos donde se plantea defensas ribereñas con gavión y muro de contención de diferentes tipos y por otra parte en los tramos donde no se plantearon los gaviones y muro de contención se proyectan defensas vivas.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda efectuar una apropiada caracterización de los parámetros geomorfológicos, ya que estos parámetros tienen un efecto directo sobre el comportamiento hidrológico de la cuenca.
2. Se recomienda el uso del modelo matemático bidimensional Iber ya que es aplicable al estudio de fenómenos hidráulicos que se presentan en ríos de llanura con presencia de meandros y zonas donde se producen desbordamientos laterales generando áreas de inundación.
3. Se recomienda que para mayor entendimiento del modelamiento bidimensional de transporte de sedimentos se efectúe este tipo de estudios en otras zonas con la finalidad de entender la dinámica del transporte de sedimentos.
4. Para el diseño de defensas ribereñas se recomienda que el riesgo admisible de falla hidrológica y la vida útil de la estructura se definen o determinan con especial cuidado; de igual manera contar como datos fundamentales tales como la hidrología, geotecnia (mecánica de suelos) y topografía detallada.
5. Se recomienda resaltar este tipo de investigaciones ya que proporcionan vigilar, someter y prevenir a la población de daños a las áreas agrícolas, daños de viviendas o de vías de accesos provocados por crecidas de los cauces ante grandes avenidas en épocas de lluvia.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ÁLVAREZ I. (2007). Determinación del comportamiento hidrológico e hidráulico en la cuenca del río Pensativo, en la zona de influencia del puente Matazano y consideraciones de un sistema de alerta temprana. (Estudio especial para optar al grado de académico de máster científica / maestro en ciencias en recursos hidráulicos, opción hidrología). Universidad de San Carlos de Guatemala.
- AUDAGNA Y. (2014). Regionalización de lluvias máximas diarias en la provincia de Santiago del Estero. Práctica supervisada carrera de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Córdoba - Argentina.
- AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA (2017). 8° Foro Mundial del Agua Brasilia 2018 Compartiendo Agua. Informe Perú Proceso Sub Regional Sudamérica. Recuperado de http://www.ana.gob.pe/sites/default/files/publication/files/informe_peru_octavo_foro_mundial_del_agua_brasil_2018.pdf.
- AVELLANEDA M. (2016). Implementación del montaje experimental para determinar el comportamiento de un flujo mediante el experimento de reynolds. Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero civil. Universidad Católica de Colombia.
- BRAJA M. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. México D.F. Cengage Learning Editores - Séptima edición.
- BREÑA A. & JACOBO M. (2006). Principios y fundamentos de hidrología superficial. Tlalpan, D.F. México.
- CAHUANA A. & YUGAR W. (2009). Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de hidrología CIV-233. (Trabajo Dirigido Por Adscripción, Presentado Para Optar al Diploma Académico de Licenciatura en Ingeniería Civil). Universidad Mayor de San Simón.
- CAMINO M., BÓ M., CIONCHI J., LÓPEZ A., DEL RÍO J. & DE MARCO S. (2018). Estudio morfométrico de las cuencas de drenaje de la vertiente sur del sudeste de la provincia de Buenos Aires (Argentina). Recuperado de http://bibliotecadigital.uns.edu.ar/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1852-42652018001100005&lng=pt&nrm=iso.

- CASTILLO V. (2017). Modelamiento hidráulico 1D – 2D y transporte de sedimentos para el dimensionamiento de la defensa ribereña río Pongora - Pacaycasa - Ayacucho. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Ayacucho - Perú.
- CHEREQUE W. (1989). Hidrología para estudiantes de ingeniería civil. Lima – Perú.
- CHOW V. (2004). Hidráulica de canales abiertos. Santa Fe de Bogotá. Mc Graw-Hill Interamericana S.A.
- CHOW V., MAIDMENT D. & MAYS L. (1994). Hidrología aplicada. Santa Fe de Bogotá. Mc Graw-Hill Interamericana S.A.
- CÓRDOBA S., ZEA J. & MURILLO W. (2006). Estimación de la precipitación media, evaluación de la red pluviométrica y cuantificación del balance hídrico en la cuenca del río Quito en el departamento del Chocó, Colombia. Bogotá, D. C. -Colombia.
- CORESTEIN G. & BLADÉ E (2012). Validación del módulo de transporte de sedimentos de fondo Modelo iber. Instituto Flumen (UPC – CIMNE). Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona - España.
- DE LA OSSA M. & GONZÁLEZ M. (2011). Metodología para estimar hidrogramas de crecientes a partir de modelos lluvia-escorrentía empleando HYFRAN y HEC-HMS. caso de estudio: cuenca del Arroyo Matute, localizado en el departamento de Bolívar (Colombia). Monografía para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Tecnológica de Bolívar. Colombia.
- DIONISIO C. (2015). Modelización hidrológica distribuida con un esquema en volúmenes finitos. Validación del método. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/25933>.
- ENFOQUE AYACUCHO NOTICIAS (2020). Lluvias y granizadas azotan el sector de #Tío_Pampa - #Huanca_Sancos causando daños a terrenos de cultivo y pastos naturales. #REGIÓN_AYACUCHO [Publicación de Facebook]. Recuperado de <https://web.facebook.com/325677598119120/photos/a.326619658024914/697229937630549/>.
- ESCARCENA F. (2014). Determinación de áreas inundables de la parte media de la microcuenca del río Zapatilla - centro poblado de Ancoamaya - Ilave. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Agrícola. Universidad Nacional del Altiplano. Puno - Perú.

- ESTRELA T. (1992). Modelos matemáticos para la evaluación de recursos hídricos. Madrid - España.
- FERNÁNDEZ C., LEÓN A., RODRÍGUEZ Y., MARTÍNEZ P. & MENESES D. (2018). Influencia del método de estimación en el coeficiente de Manning para cauces naturales. Recuperado de http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1680-03382018000100002.
- GARCÍA A. (2013). Análisis de distribuciones estadísticas alternativas a las tradicionales para la optimización de los caudales de cálculo empleados en los estudios hidrológicos. Tesis doctoral. Universidad de Extremadura - España.
- GARCÍA D. (2019). Modelado hidráulico del Río Amojú aplicando el software Iber para zonificar áreas inundables en la ciudad de Jaén, Perú. Tesis para optar título profesional de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Jaén. Jaén - Perú.
- GONZÁLEZ A. (2012). Estudio mediante modelo físico y numérico del meandro de Quinzanas en el Río Narcea. Proyecto de fin de master para optar título de Master Oficial en Hidrología y Gestión de Recursos Hídricos. Universidad de Alcalá y Universidad Rey Juan Carlos. Madrid - España.
- GONZÁLEZ D. (2010). Cálculo de caudales de crecida, caso de estudio cuenca del río Cabra, Panamá. Estudio especial para optar al grado de académico de máster científica, maestro en ciencias en recursos hidráulicos, opción hidrología. Universidad de San Carlos de Guatemala. Panamá.
- HERNÁNDEZ J. (2018). Zonificación de áreas inundables de la localidad de Santa Bárbara ocasionado por avenidas extraordinarias de la quebrada Sambarbamba - Baños del Inca. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Hidráulico. Universidad Nacional de Cajamarca. Perú.
- HERRERA J. & VALDIVIA E. (2018). Niveles de precipitaciones proyectadas en la cuenca del valle de Cajamarca para un horizonte de 10 años, que permita identificar zonas de riesgo. Tesis para optar título profesional de Ingeniería Ambiental y Prevención de Riesgos. Universidad Privada Antonio Guillermo Urrelo. Cajamarca - Perú.
- HERSHFIELD D. (1961). Estimating the Probable Maximum Precipitation. American Society of Civil Engineers. Journal of the Hydraulics Division.

- IBER 2D HYDRAULIC MODELLING (2015): Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas. Manual básico de usuario.
- JUÁREZ E. & RICO A. (1974). Mecánica de Suelos, Tomo III, Flujo de Agua en Suelos. México D.F. Editorial Limusa, S.A.
- MACCAFERRI (2008). Obras de contención - Manual técnico. America Latina.
- MARTÍN J. (2003). Ingeniería fluvial. Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España. Segunda edición.
- MARTOS A. (2018). Estudio hidrológico, hidráulico y morfodinámico usando herramientas numéricas (Iber) de la cuenca del Barranco del Llorón (Almería). Trabajo fin de Grado en Ingeniería Civil. Universidad de Sevilla. España.
- MERA I., ANTA J., PEÑA E. & CEA L. (2009). Análisis del patrón vertical de velocidades de un río meandriforme: modelización física. Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente. Madrid - España.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (1987). Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. Madrid - España.
- MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES. (2011). Manual de carreteras hidrología, hidráulica y drenaje. Lima – Perú.
- MINISTERIO TRANSPORTE Y COMUNICACIÓN & REPÚBLICA DEL PERÚ DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS Y FERROCARRILES. (2005). Manual para el diseño de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito. Lima-Perú.
- MORALES J. (2019). Aplicación del Geo 5 en defensa ribereña, para el control de inundaciones dentro del área urbana del distrito de Lircay - provincia de Angaraes - Huancavelica 2019. Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil Universidad César Vallejo. Perú.
- MORALES R. (2016). Diseño de Concreto Armado. Lima: ICG. Cuarta edición.
- MOTT R. (2006). Mecánica de fluidos. México. Sexta edición, Pearson Educación.
- PACHECO E. & CARRILLO V. (2014). Transporte de fondo potencial mediante estudio en modelo físico de lecho móvil. Recuperado de <https://publicaciones.ucuenca.edu.ec/ojs/index.php/maskana/article/view/555/480>.

- PEÑA E. (2002). Estudio numérico y experimental del transporte de sedimentos en cauces aluviales. Tesis doctoral. Universidad de Coruña. Madrid - España.
- PESÁNTEZ M. & SÁNCHEZ S. (2015). Simulación numérica del flujo de sedimentos en el Río Yanuncay mediante modelación matemática bidimensional. Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil. Universidad de Cuenca. Ecuador.
- QUINCHO J. (2015). Estudio experimental del transporte de sedimentos en suspensión y fondo y comparación con fórmulas empíricas en los ríos Puyango - Tumbes y Zarumilla. Tesis para optar título profesional de Ingeniero Agrícola. Universidad Nacional Agraria la Molina. Lima - Perú.
- QUISPE N. (2019). Modelamiento hidrológico e hidráulico para control de socavación de estribos del puente Marita de la carretera Sancos Saccsamarca, provincia de Huanca Sancos - Ayacucho. Tesis para optar título profesional de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Ayacucho - Perú.
- RODRÍGUEZ P. (2011). Simulación de cuencas urbanas y rurales mediante sistema de información geográfica y HEC-GeoHMS. Tesis para optar título profesional de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Ayacucho - Perú.
- RPP NOTICIAS (2017). Rescatan cuerpo de menor ahogado en laguna. Recuperado de <https://rpp.pe/peru/ayacucho/rescatan-cuerpo-de-menor-ahogado-en-laguna-noticia-1025862?ref=rpp>.
- SALAMEA T. (2015). Modelamiento bidimensional hidrodinámico del flujo y transporte de sedimentos a través del río Calabí y obras hidráulicas. Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil. Universidad de Cuenca. Ecuador.
- SANTIAGO M. E. (2007). Hidráulica de ríos, socavación en ríos, puentes y carreteras. Tesis para optar el título de Ingeniero civil. Instituto Politécnico Nacional. México D.F.
- SEGOVIA S. (2013). Diseño de Defensas Ribereñas y de Encauzamiento. Universidad Nacional Agraria La Molina. Recuperado de <https://es.scribd.com/doc/152194817/Diseno-de-Defensas-Riberenas>.
- SOTELO G. (2002). Hidráulica de canales. México D.F.

- SUÁREZ Z., SEPÚLVEDA O., PATARROYO M. & CANARIA L. (2020). Modelo matemático para estimar curvas de intensidad, duración y frecuencia de lluvias extremas en Tunja, Colombia. Recuperado de https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-07642020000100193&lang=pt.
- TORRES J. (2019). Elaboración del expediente técnico de la carretera departamental Puerto Eten - C.P Lagunas, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque. Tesis para optar título de Ingeniero Civil Ambiental. Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo. Perú.
- VILLÓN M. (2002). Hidrología. Cartago - Costa Rica. Primera edición, Taller de publicaciones del Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- ZARABIA F. (2016). Simulación hidrológica de cuencas y canales del río chicha mediante sistemas de información geográfica (SIG), provincia de Sucre - Ayacucho. Tesis para optar título profesional de Ingeniero Agrícola. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Ayacucho - Perú.

ANEXOS



**ANEXO 1
PANEL
FOTOGRAFICO**



Fotografía 1: Situación real del río Caracha en épocas de lluvia



Fotografía 2: Situación real del río Caracha en épocas de estiaje



Fotografía 3: Inundación a las zonas de cultivo



Fotografía 4: Inundación a las zonas de vivienda



Fotografía 5: Inundación a las zonas de carretera



Fotografía 6: Puente Carapo en épocas de lluvia



Fotografía 7: Puente Carapo en épocas de estiaje



Fotografía 8: Levantamiento topográfico

ANEXO 2
CAUDAL MÁXIMO
MÉTODO DIRECTO

CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO MÉTODO DIRECTO

1.- Fórmula de manning

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \rightarrow Q_{max} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A_{max}$$

2.- Cálculo de la rugosidad

n= Río Caracha

3.- Cálculo de la pendiente "S" (calculada)

S= m/m 0.12%

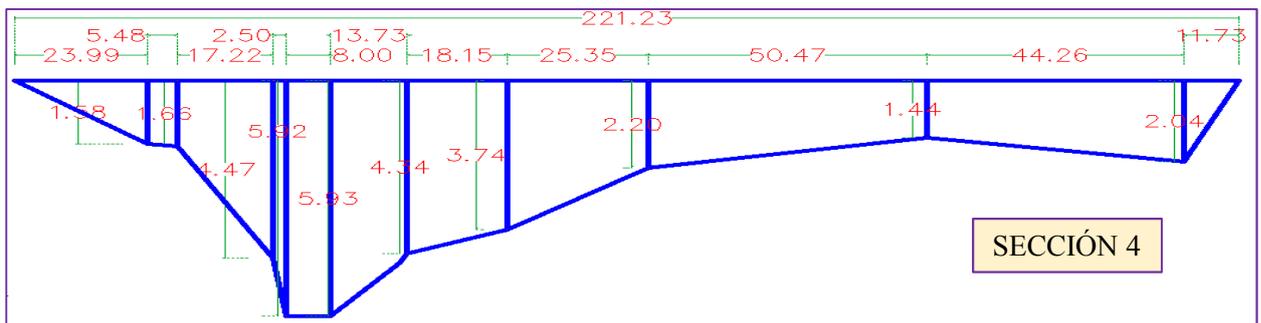
Cota de aguas arriba

3092.10 msnm

H= 2.10



4.- Secciones donde se calculó el caudal máximo por método directo



4.- Cálculo del caudal máximo (método directo)

Sección	Área (m ²)	Perímetro (m)	Radio hidráulico (m)	Caudal (m ³ /s)
Sección 1	528.38	199.12	2.65	1419.71
Sección 2	586.54	268.92	2.18	1382.85
Sección 3	516.12	195.89	2.63	1380.19
Sección 4	543.45	222.27	2.44	1382.62
Sección 5	488.61	174.36	2.80	1361.44
PROMEDIO	532.62	212.11	2.51	1379.37

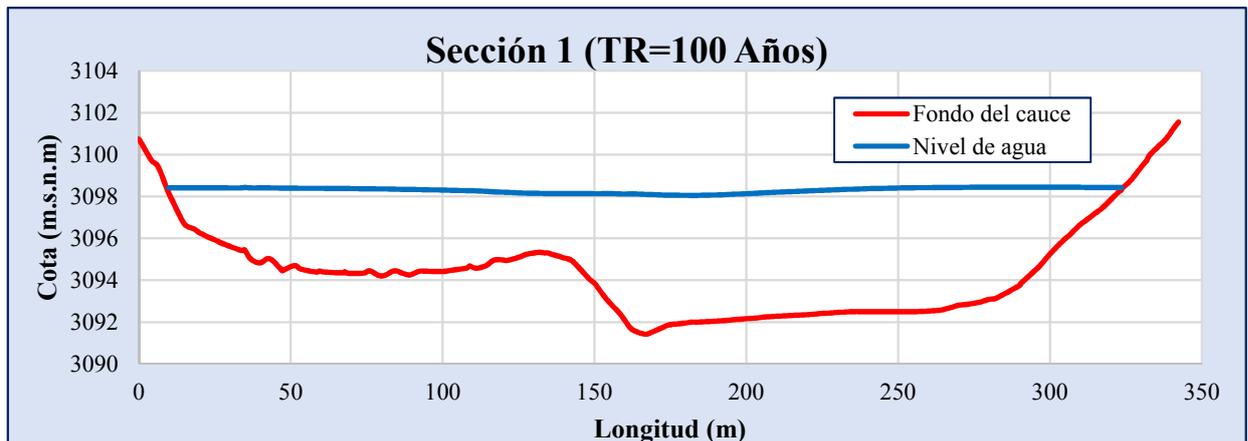
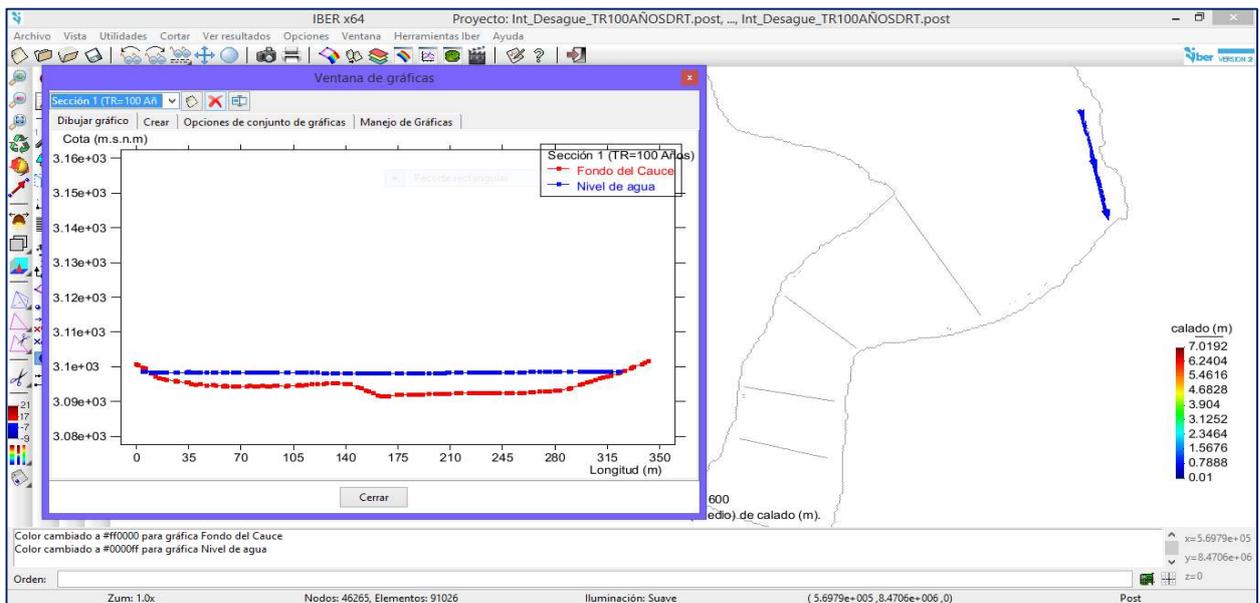
ANEXO 3
SECCIONES TRANSVERSALES
TOPOGRÁFICAS, HIDRÁULICAS
Y EROSIÓN

Secciones transversales topográficas e hidráulicas TR = 100 años

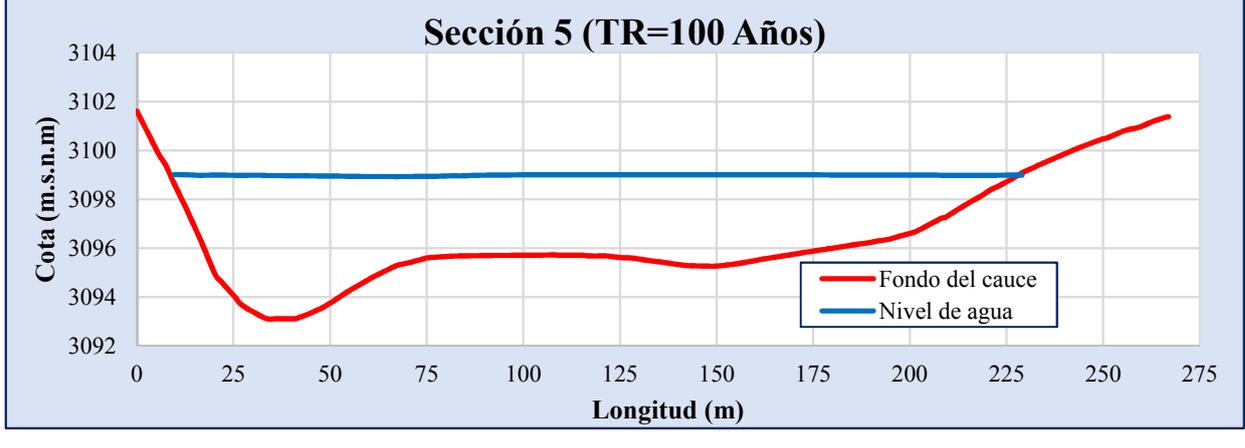
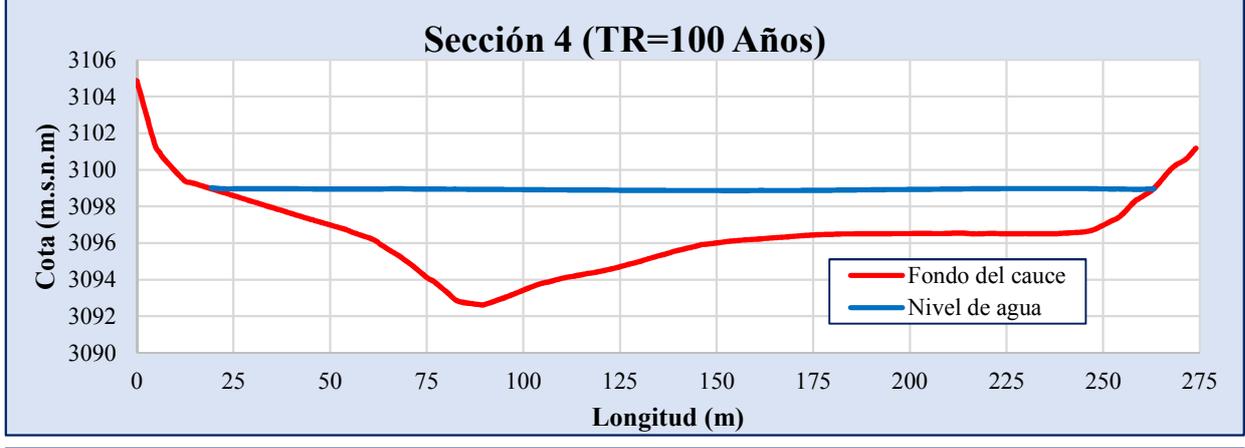
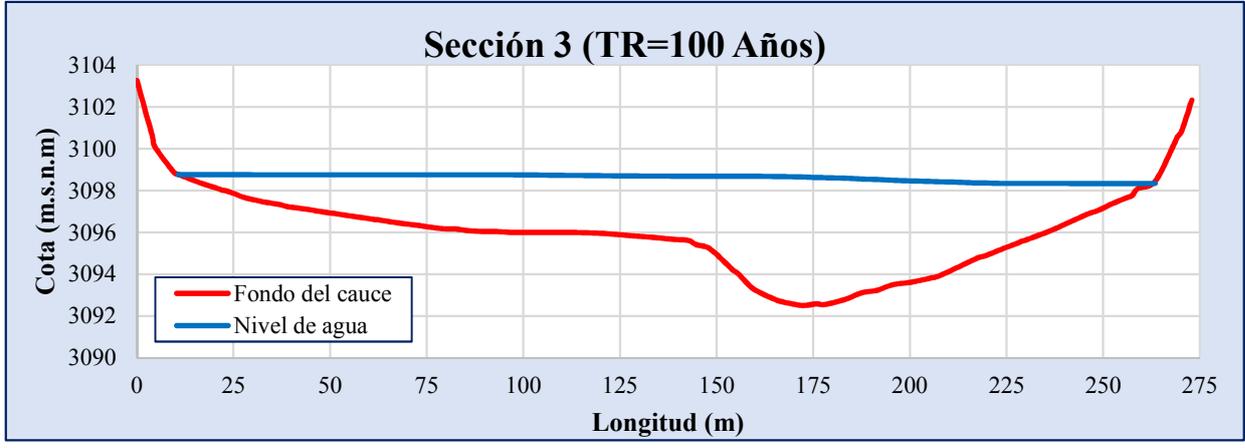
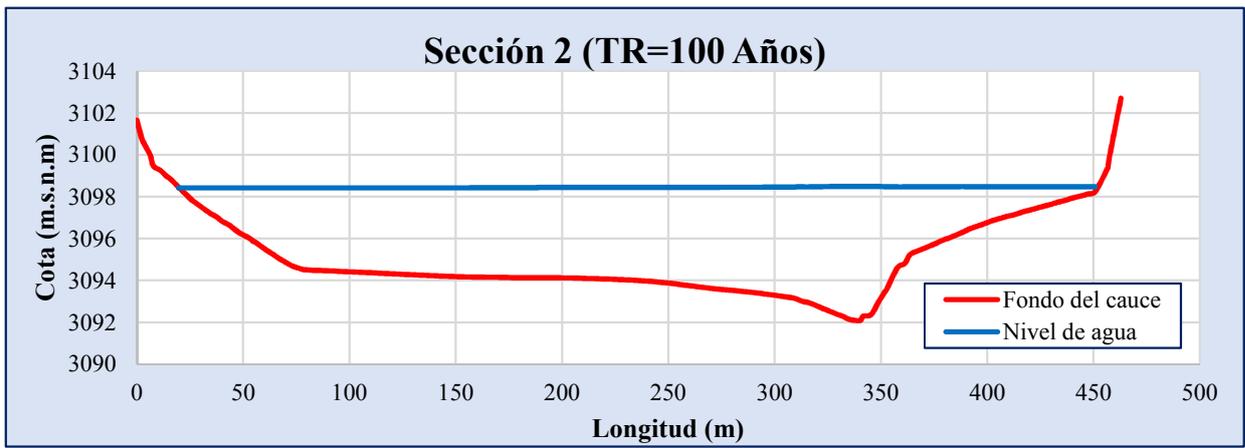
Ubicación de las secciones transversales en análisis en Google Earth



Ubicación de las secciones transversales en análisis en Iber



Secciones transversales topográficas e hidráulicas TR = 100 años

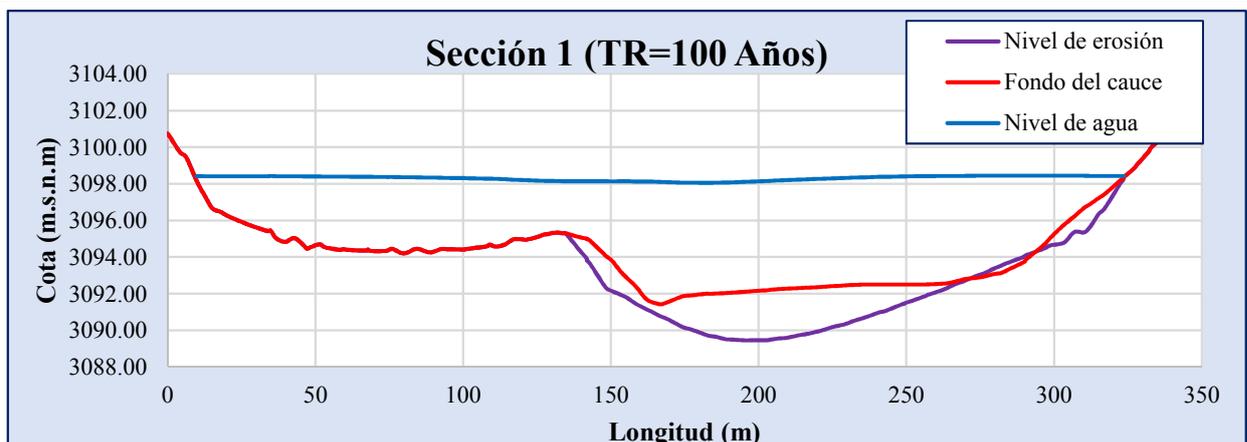
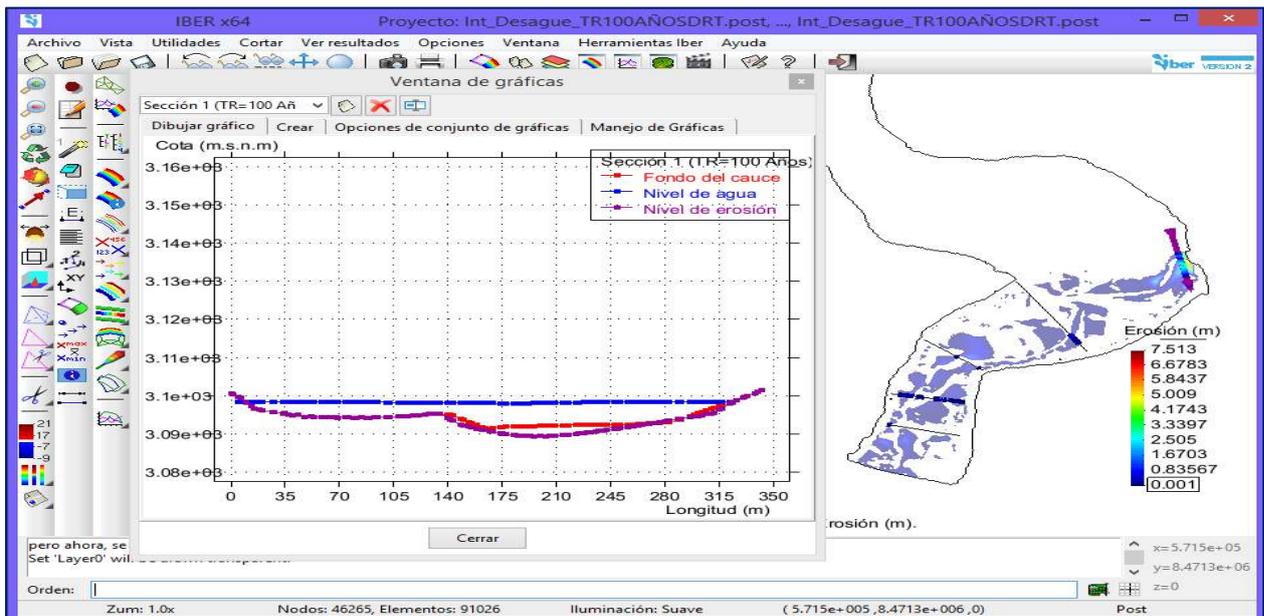


Secciones transversales topográficas, hidráulicas y erosión (socavación) TR = 100 años

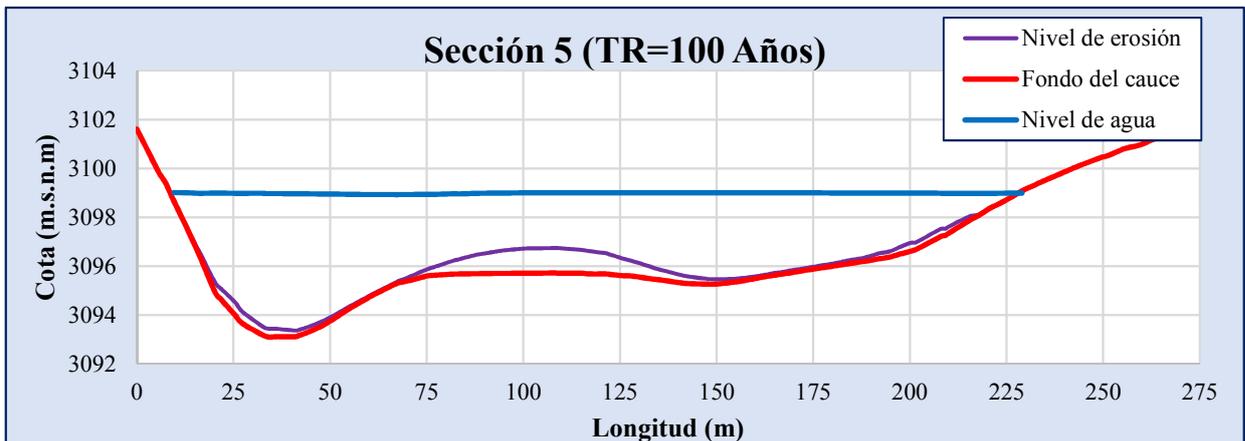
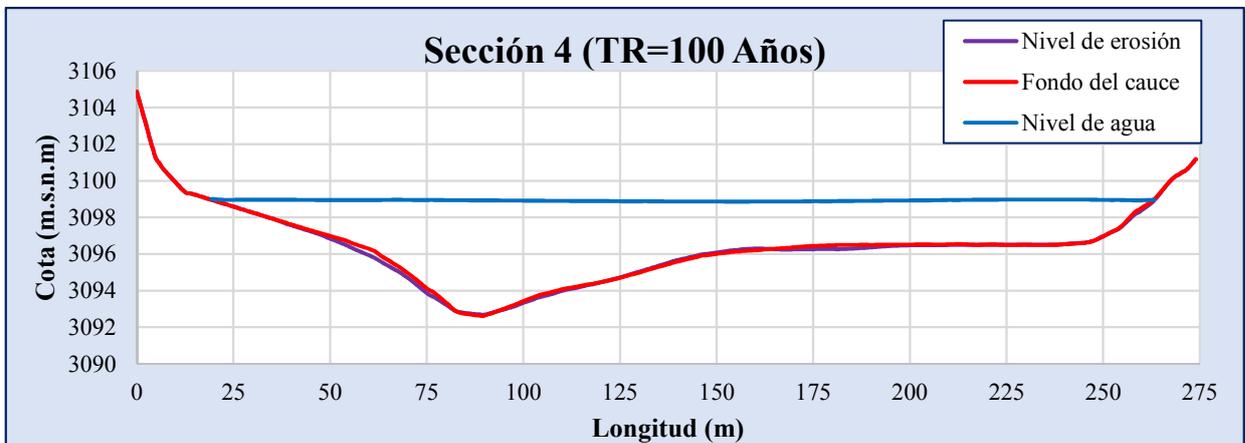
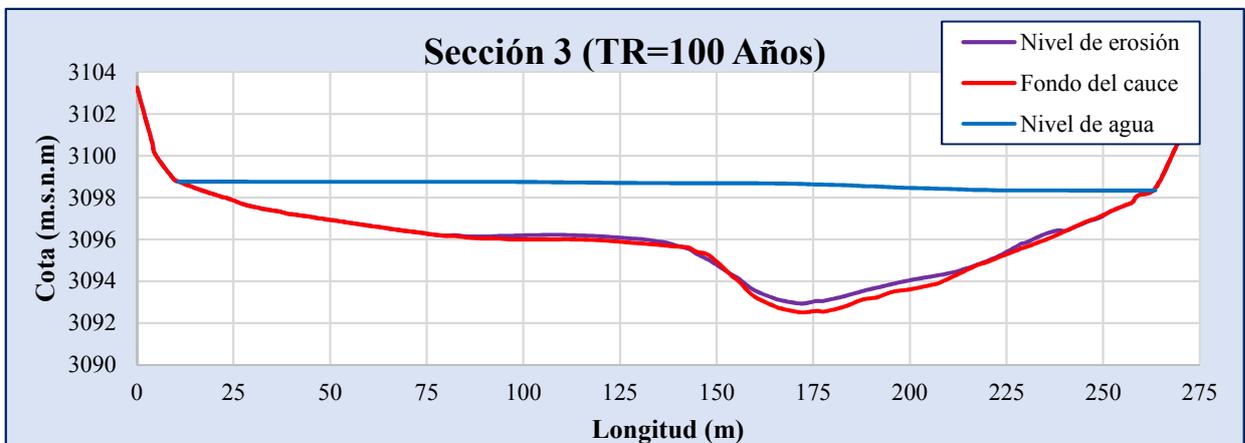
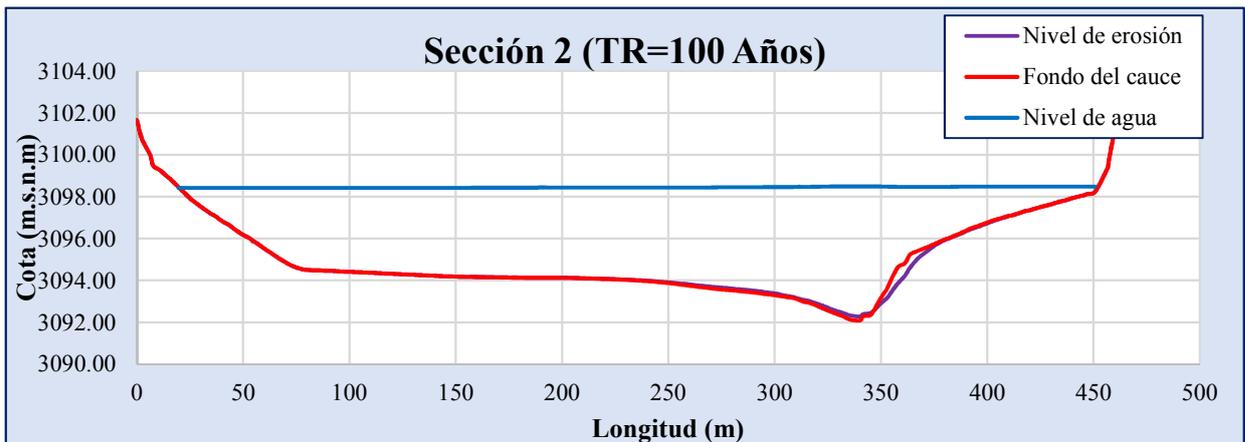
Ubicación de las secciones transversales en análisis en Google Earth



Ubicación de las secciones transversales en análisis en Iber



Secciones transversales topográficas, hidráulicas y erosión (socavación) TR = 100 años





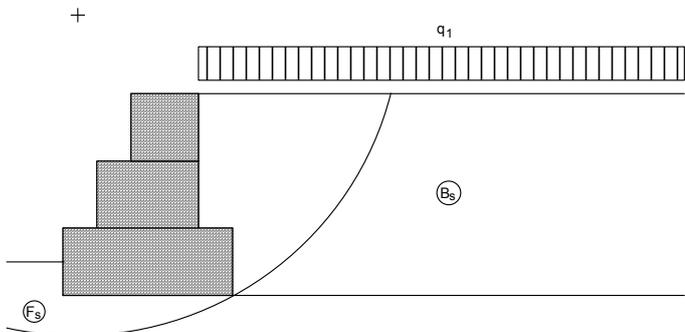
**ANEXO 4
DISEÑO DE
GAVIONES**

DATOS INICIALES

Datos sobre el muro

Inclinación del muro : 0.00 grad.
 Peso esp. de las piedras : 23.83 kN/m³
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %
 Geotextil en el terraplén : Si
 Reducción en la fricción : 5.00 %
 Geotextil en la base : Si
 Reducción en la fricción : 5.00 %
 Malla y diám. del alamb.: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	2.50	1.00	-
2	1.50	1.00	0.50
3	1.00	1.00	1.00



Inclinación del primer trazo : 0.00 grad.
 Largo del primer trazo : 8.00 m
 Inclinación del segundo trazo : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 15.49 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 31.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=3.00m
 Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=300 CM Fecha: 01/09/2021

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.50 m
 Largo horiz. en la fundación : 0.00 m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 15.49 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 31.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 153.97 kN/m²
 Nivel del agua : m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer trecho : grad.
 Largo del primer trecho : m
 Inclinación del segundo trecho : grad.
 Largo del segundo trecho : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trecho : 14.71 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
Carga 2	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
Carga 3	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m

Línea de carga sobre el muro

Carga	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
-------	---	------	------------------------	---	---

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

 Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=3.00m
 Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=300 CM Fecha: 01/09/2021

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	:	41.78 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	2.30 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	1.19 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	38.91 grad.
 Empuje Pasivo	 :	 6.05 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.17 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	113.82 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.22 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.00 m
Fuerza de corte en la base	:	26.46 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	71.02 kN/m

Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento : **2.18**

Vuelco

Momento Activo	:	38.80 kN/m x m
Momento Resistente	:	178.16 kN/m x m

Coef. de Seg. Contra el Vuelco : **4.59**

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	0.03 m
Tensión normal a la izquierda	:	48.32 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	42.73 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	153.97 kN/m ²

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=3.00m

Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=300 CM

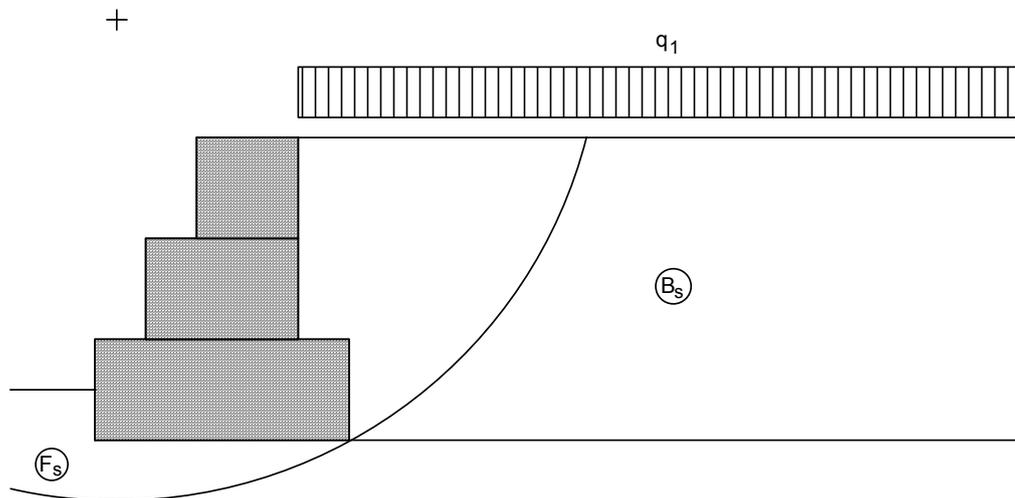
Fecha: 01/09/2021

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	0.22 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	4.16 m
Radio del arco	:	4.78 m
Número de superficies analizadas	:	50
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	1.71

Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	2.00	50.19	15.03	35.72	10.02	41.14	35.26	539.84
2	1.00	19.84	5.59	9.02	5.59	32.46	21.80	



DATOS SOBRE EL SUELO

Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B _s	15.49	0.00	31.00	F _s	15.49	0.00	31.00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	14.71		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

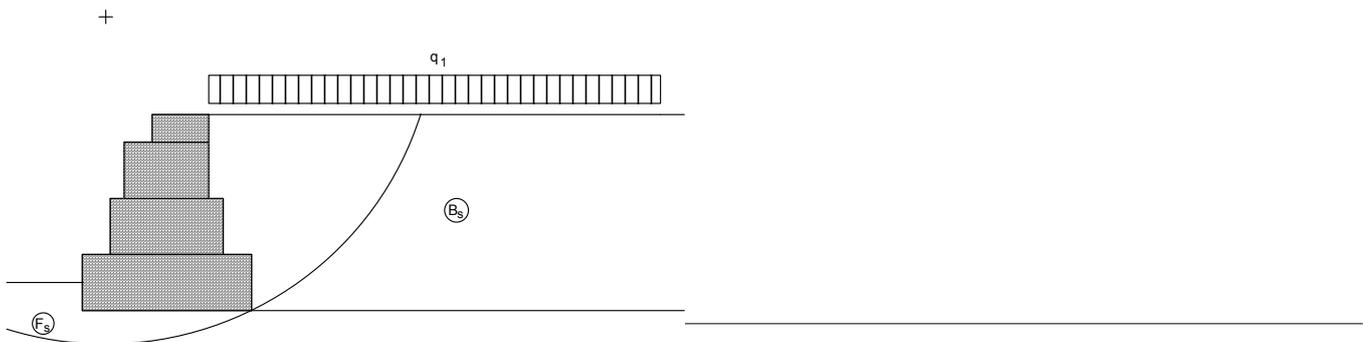
Coef. de seg. contra el Desliz.	2.18	Tensión en la base (izq.)	48.32kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	4.59	Tensión en la base (der.)	42.73kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1.71	Máx. tensión aceptable	153.97kN/m ²

DATOS INICIALES

Datos sobre el muro

Inclinación del muro : 0.00 grad.
 Peso esp. de las piedras : 23.83 kN/m³
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %
 Geotextil en el terraplén : Si
 Reducción en la fricción : 5.00 %
 Geotextil en la base : Si
 Reducción en la fricción : 5.00 %
 Malla y diám. del alamb.: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	3.00	1.00	-
2	2.00	1.00	0.50
3	1.50	1.00	0.75
4	1.00	0.50	1.25



Inclinación del primer trazo : 0.00 grad.
 Largo del primer trazo : 8.00 m
 Inclinación del segundo trazo : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 15.49 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 31.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	---------------------	----------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=3.50m
 Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=350 CM Fecha: 01/09/2021

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.50 m
 Largo horiz. en la fundación : 0.00 m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 15.49 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 31.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 153.97 kN/m²
 Nivel del agua : m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer trecho : grad.
 Largo del primer trecho : m
 Inclinación del segundo trecho : grad.
 Largo del segundo trecho : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trecho : 14.71 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
Carga 2	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
Carga 3	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m

Línea de carga sobre el muro

Carga	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
-------	---	------	------------------------	---	---

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

 Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=3.50m
 Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=350 CM Fecha: 01/09/2021

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	:	57.52 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	2.71 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	1.37 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	41.54 grad.
Empuje Pasivo	:	6.05 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.17 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	160.13 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.46 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.00 m
Fuerza de corte en la base	:	37.00 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	97.45 kN/m

Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento : **2.26**

Vuelco

Momento Activo	:	59.03 kN/m x m
Momento Resistente	:	293.47 kN/m x m

Coef. de Seg. Contra el Vuelco : **4.97**

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	0.04 m
Tensión normal a la izquierda	:	57.21 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	49.54 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	153.97 kN/m ²

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=3.50m

Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=350 CM

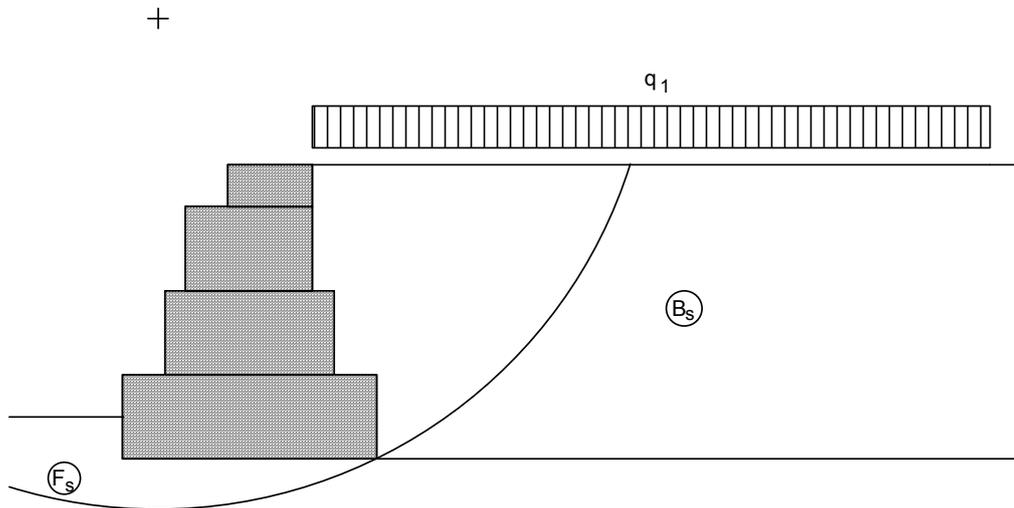
Fecha: 01/09/2021

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	0.43 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	5.24 m
Radio del arco	:	5.85 m
Número de superficies analizadas	:	44
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	1.72

Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	2.50	84.09	23.17	78.06	11.59	46.62	45.29	539.84
2	1.50	38.91	9.83	29.14	6.55	36.35	25.97	
3	0.50	9.65	2.31	4.94	2.31	35.96	9.42	



DATOS SOBRE EL SUELO

Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B _s	15.49	0.00	31.00	F _s	15.49	0.00	31.00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	14.71		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

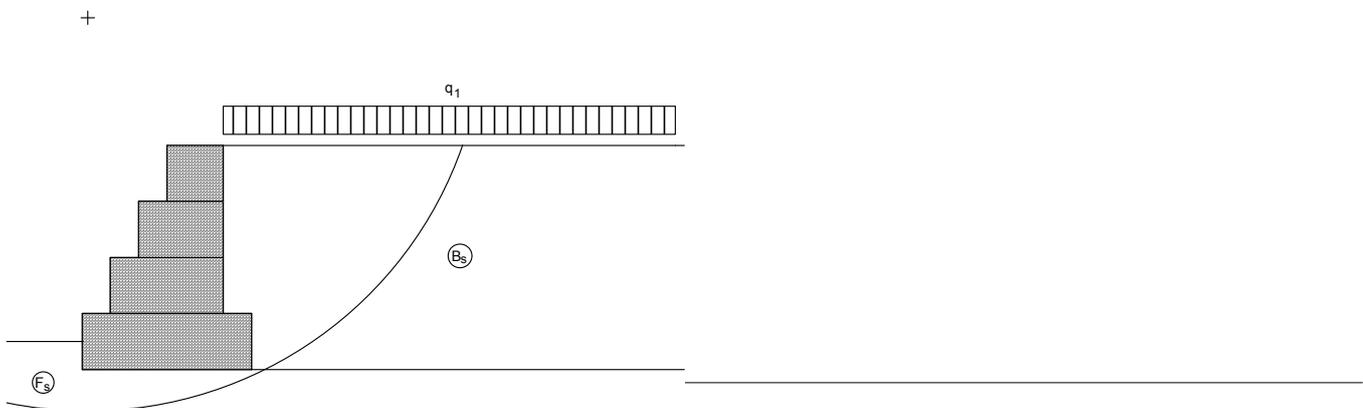
Coef. de seg. contra el Desliz.	2.26	Tensión en la base (izq.)	57.21kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	4.97	Tensión en la base (der.)	49.54kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1.72	Máx. tensión aceptable	153.97kN/m ²

DATOS INICIALES

Datos sobre el muro

Inclinación del muro : 0.00 grad.
 Peso esp. de las piedras : 23.83 kN/m³
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %
 Geotextil en el terraplén : Si
 Reducción en la fricción : 5.00 %
 Geotextil en la base : Si
 Reducción en la fricción : 5.00 %
 Malla y diám. del alamb.: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	3.00	1.00	-
2	2.00	1.00	0.50
3	1.50	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.50



Inclinación del primer trazo : 0.00 grad.
 Largo del primer trazo : 8.00 m
 Inclinación del segundo trazo : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 15.49 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 31.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	---------------------	----------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=4.00m
 Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=400 CM Fecha: 01/09/2021

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.50 m
 Largo horiz. en la fundación : 0.00 m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 15.49 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 31.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 153.97 kN/m²
 Nivel del agua : m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer trecho : grad.
 Largo del primer trecho : m
 Inclinación del segundo trecho : grad.
 Largo del segundo trecho : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trecho : 14.71 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
Carga 2	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
Carga 3	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m

Línea de carga sobre el muro

Carga	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
-------	---	------	------------------------	---	---

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

 Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=4.00m
 Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=400 CM Fecha: 01/09/2021

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	:	63.11 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	2.81 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	1.55 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	36.58 grad.
Empuje Pasivo	:	6.05 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.17 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	171.05 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.47 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.00 m
Fuerza de corte en la base	:	44.63 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	103.69 kN/m

Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento : **2.05**

Vuelco

Momento Activo	:	78.45 kN/m x m
Momento Resistente	:	330.35 kN/m x m

Coef. de Seg. Contra el Vuelco : **4.21**

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	0.03 m
Tensión normal a la izquierda	:	60.14 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	53.90 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	153.97 kN/m ²

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=4.00m

Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=400 CM

Fecha: 01/09/2021

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	0.12 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	6.28 m
Radio del arco	:	7.03 m
Número de superficies analizadas	:	54
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	1.64

Estabilidad Interna

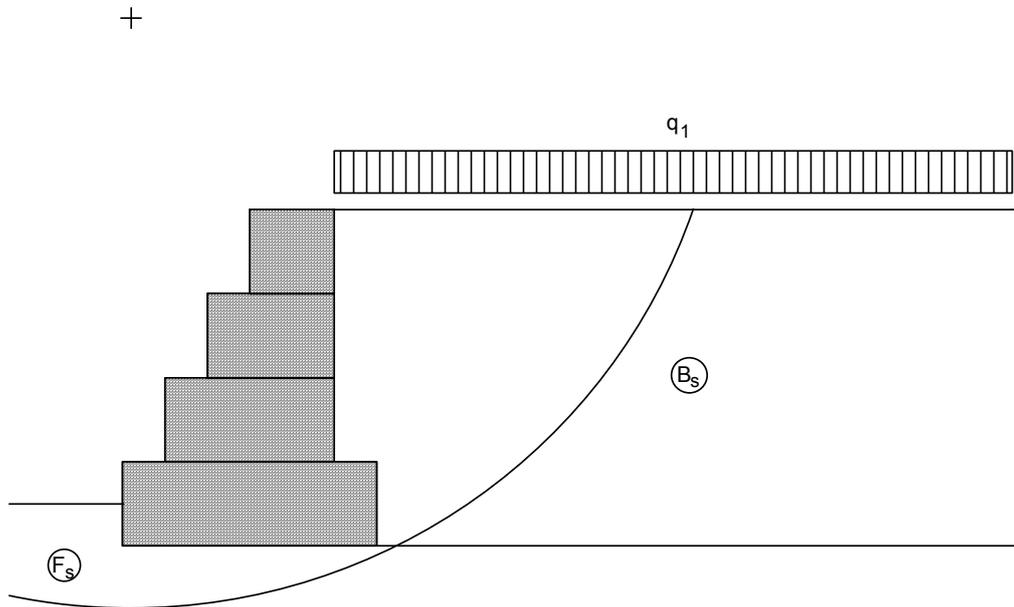
Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	3.00	91.06	28.33	87.84	14.16	48.84	47.20	539.84
2	2.00	50.19	15.03	35.72	10.02	41.14	35.26	
3	1.00	19.84	5.59	9.02	5.59	32.46	21.80	

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=4.00m

Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=400 CM

Fecha: 01/09/2021



DATOS SOBRE EL SUELO

Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B _s	15.49	0.00	31.00	F _s	15.49	0.00	31.00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	14.71		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	2.05	Tensión en la base (izq.)	60.14kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	4.21	Tensión en la base (der.)	53.90kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1.64	Máx. tensión aceptable	153.97kN/m ²

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

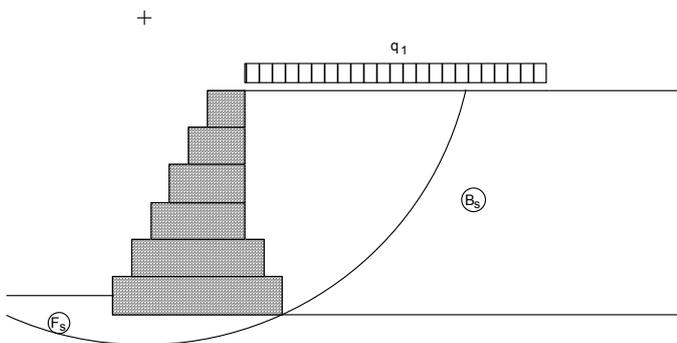
Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=6.00m

Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=600 CM

Fecha: 01/09/2021

DATOS INICIALES**Datos sobre el muro**

Inclinación del muro	: 0.00 grad.	Camada	Largo	Altura	Distancia
Peso esp. de las piedras	: 23.83 kN/m ³		m	m	m
Porosidad de los gaviones	: 30.00 %	1	4.50	1.00	-
Geotextil en el terraplén	: Si	2	3.50	1.00	0.50
Reducción en la fricción	: 5.00 %	3	2.50	1.00	1.00
Geotextil en la base	: Si	4	2.00	1.00	1.50
Reducción en la fricción	: 5.00 %	5	1.50	1.00	2.00
Malla y diám. del alamb.:	8x10, ø 2.7 mm CD	6	1.00	1.00	2.50



Inclinación del primer trazo	: 0.00 grad.
Largo del primer trazo	: 8.00 m
Inclinación del segundo trazo	: 0.00 grad.
Peso específico del suelo	: 15.49 kN/m ³
Ángulo de fricción del suelo	: 31.00 grad.
Cohesión del suelo	: 0.00 kN/m ²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	---------------------	----------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=6.00m
 Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=600 CM Fecha: 01/09/2021

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.50 m
 Largo horiz. en la fundación : 0.00 m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 15.49 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 31.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 153.97 kN/m²
 Nivel del agua : m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer trecho : grad.
 Largo del primer trecho : m
 Inclinación del segundo trecho : grad.
 Largo del segundo trecho : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trecho : 14.71 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
Carga 2	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
Carga 3	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m

Línea de carga sobre el muro

Carga	:	kN/m	Dist. al tope del muro	:	m
-------	---	------	------------------------	---	---

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

 Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=6.00m
 Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=600 CM Fecha: 01/09/2021

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	: 134.71 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 4.13 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 2.24 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	: 38.91 grad.
Empuje Pasivo	: 6.05 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 0.00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 0.17 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	: 0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	: 359.85 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 2.24 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 0.00 m
Fuerza de corte en la base	: 98.77 kN/m
Fuerza resistente en la base	: 211.46 kN/m

Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento : **2.02**

Vuelco

Momento Activo	: 234.78 kN/m x m
Momento Resistente	: 1040.37 kN/m x m

Coef. de Seg. Contra el Vuelco : **4.43**

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	: 0.01 m
Tensión normal a la izquierda	: 81.18 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	: 78.76 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	: 153.97 kN/m ²

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=6.00m

Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=600 CM

Fecha: 01/09/2021

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	0.84 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	7.95 m
Radio del arco	:	8.79 m
Número de superficies analizadas	:	50
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	1.56

Estabilidad Interna

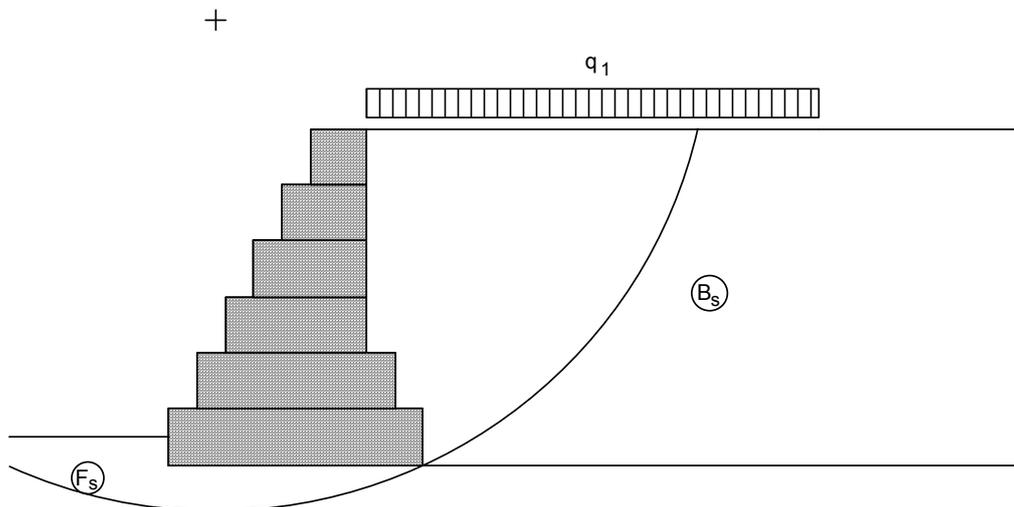
Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	5.00	238.86	72.68	410.47	20.77	63.33	69.50	
2	4.00	142.44	45.48	173.14	18.19	56.14	58.59	539.84
3	3.00	91.06	28.33	87.84	14.16	48.84	47.20	
4	2.00	50.19	15.03	35.72	10.02	41.14	35.26	
5	1.00	19.84	5.59	9.02	5.59	32.46	21.80	

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN DERECHA H=6.00m

Archivo: GAVIÓN MARGEN DERECHA H=600 CM

Fecha: 01/09/2021



DATOS SOBRE EL SUELO

Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B _s	15.49	0.00	31.00	F _s	15.49	0.00	31.00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	14.71		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

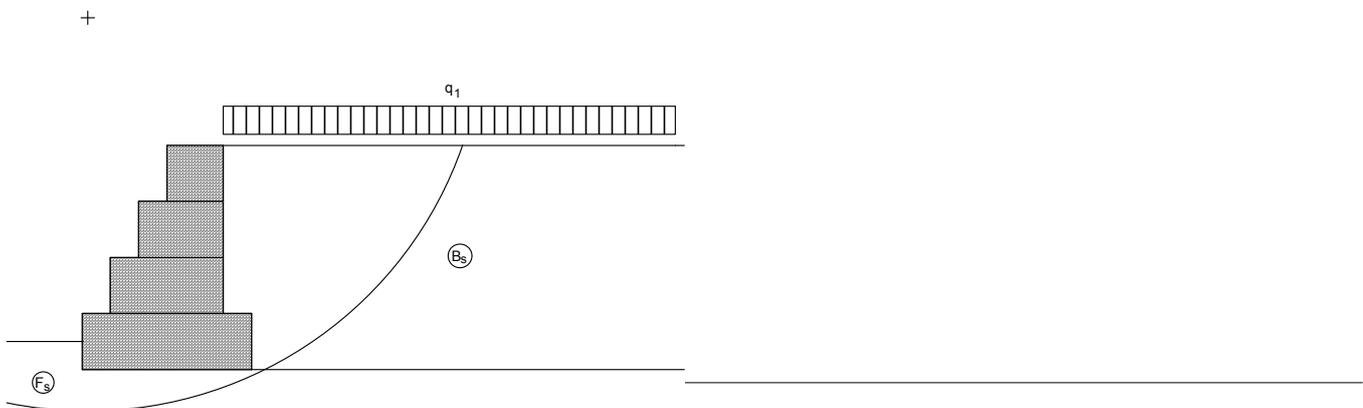
Coef. de seg. contra el Desliz.	2.02	Tensión en la base (izq.)	81.18kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	4.43	Tensión en la base (der.)	78.76kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1.56	Máx. tensión aceptable	153.97kN/m ²

DATOS INICIALES

Datos sobre el muro

Inclinación del muro : 0.00 grad.
 Peso esp. de las piedras : 23.83 kN/m³
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %
 Geotextil en el terraplén : Si
 Reducción en la fricción : 5.00 %
 Geotextil en la base : Si
 Reducción en la fricción : 5.00 %
 Malla y diám. del alamb.: 8x10, ø 2.7 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	3.00	1.00	-
2	2.00	1.00	0.50
3	1.50	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.50



Inclinación del primer trazo : 0.00 grad.
 Largo del primer trazo : 8.00 m
 Inclinación del segundo trazo : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 15.20 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 30.20 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN IZQUIERDA H=4.00m

Archivo: GAVIÓN MARGEN IZQUIERDA H=400 CM

Fecha: 01/09/2021

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.50 m
 Largo horiz. en la fundación : 0.00 m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 15.20 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 30.20 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 135.33 kN/m²
 Nivel del agua : m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer trecho : grad.
 Largo del primer trecho : m
 Inclinación del segundo trecho : grad.
 Largo del segundo trecho : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trecho : 14.71 kN/m²
 Segundo trecho : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terraplén
 Carga 1 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Línea de carga sobre el muro
 Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

 Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN IZQUIERDA H=4.00m
 Archivo: GAVIÓN MARGEN IZQUIERDA H=400 CM Fecha: 01/09/2021

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo	:	63.79 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	2.81 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	1.55 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	35.82 grad.
 Empuje Pasivo	 :	 5.75 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.17 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	170.78 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.46 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.00 m
Fuerza de corte en la base	:	45.98 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	100.17 kN/m

Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento : **1.94**

Vuelco

Momento Activo	:	80.22 kN/m x m
Momento Resistente	:	329.51 kN/m x m

Coef. de Seg. Contra el Vuelco : **4.11**

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	0.04 m
Tensión normal a la izquierda	:	61.51 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	52.34 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	135.33 kN/m ²

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN IZQUIERDA H=4.00m

Archivo: GAVIÓN MARGEN IZQUIERDA H=400 CM

Fecha: 01/09/2021

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	0.12 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	6.28 m
Radio del arco	:	7.03 m
Número de superficies analizadas	:	54
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	1.59

Estabilidad Interna

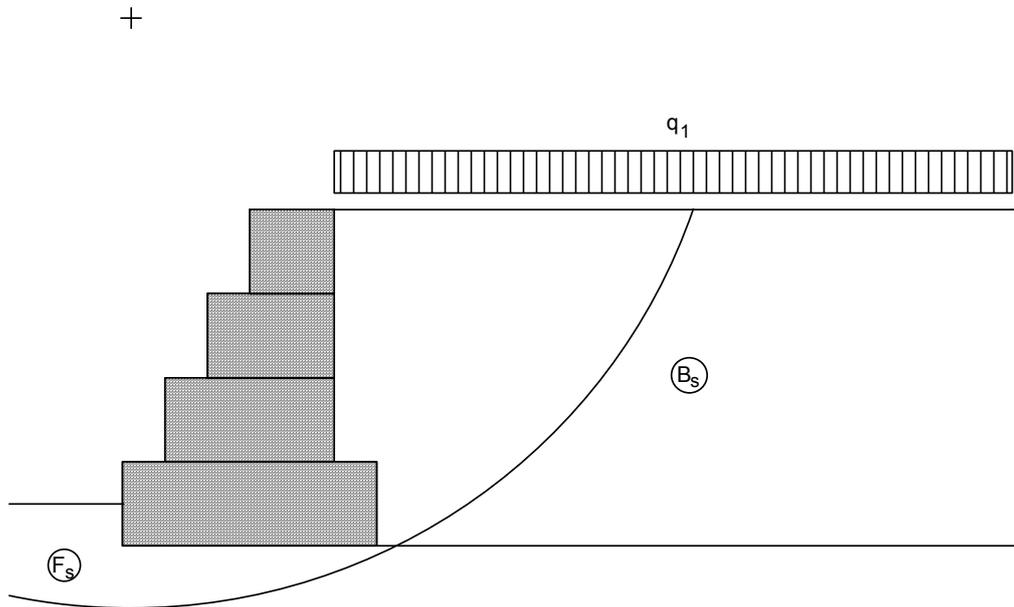
Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	3.00	90.93	28.99	86.74	14.50	48.80	47.66	539.84
2	2.00	50.14	15.41	35.30	10.27	41.12	35.60	
3	1.00	19.83	5.75	8.94	5.75	32.45	21.99	

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: TESIS DE DEFENSAS RIBEREÑAS TIOPAMPA GAVIÓN MARGEN IZQUIERDA H=4.00m

Archivo: GAVIÓN MARGEN IZQUIERDA H=400 CM

Fecha: 01/09/2021



DATOS SOBRE EL SUELO

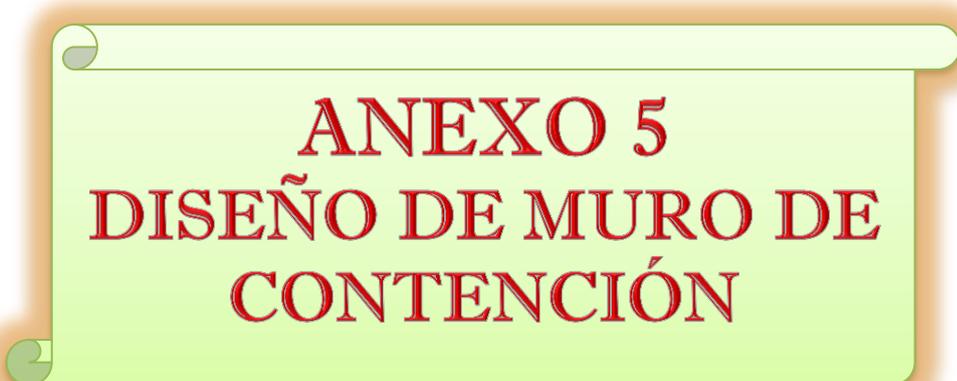
Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B _s	15.20	0.00	30.20	F _s	15.20	0.00	30.20

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	14.71		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	1.94	Tensión en la base (izq.)	61.51kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	4.11	Tensión en la base (der.)	52.34kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1.59	Máx. tensión aceptable	135.33kN/m ²



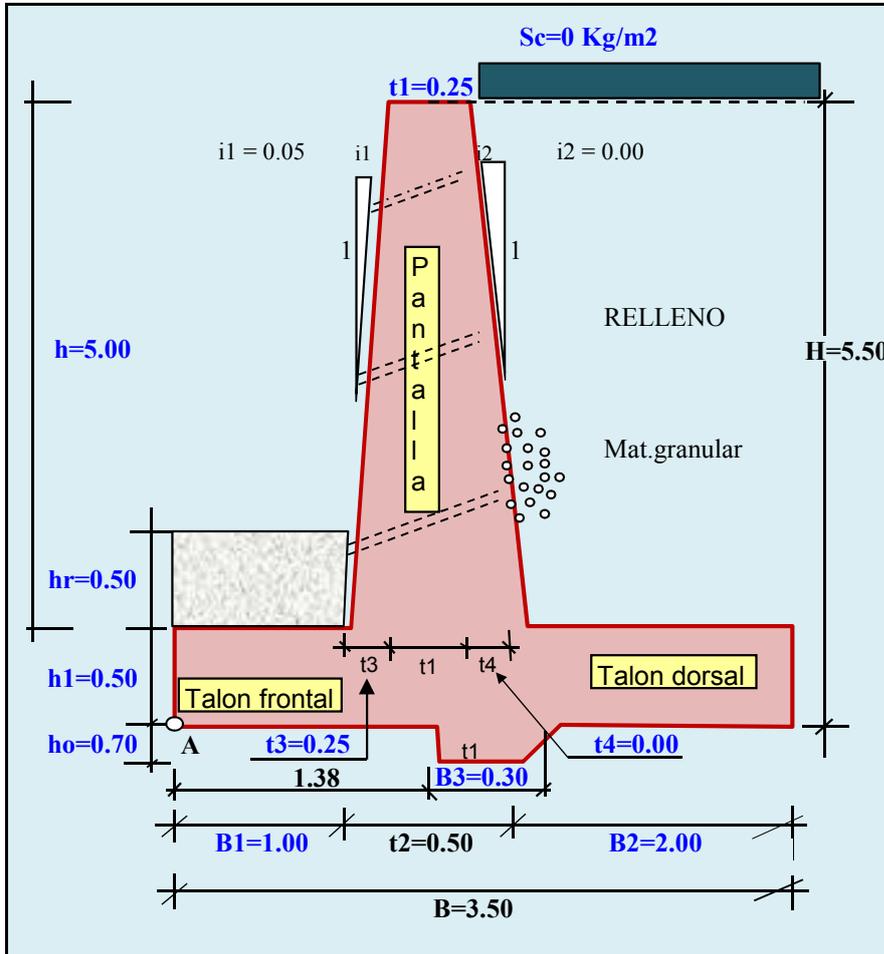
ANEXO 5
DISEÑO DE MURO DE
CONTENCIÓN

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO H=5.50 M.

DATOS

Peso específico del relleno	$g_s = 1550.00 \text{ Kg/m}^3$	Sobrecarga viva	$Sc = 0.00 \text{ Kg/m}^2$
Peso específico del concreto	$g_c = 2400.00 \text{ Kg/m}^3$	Cohesión	$C = 0.0 \text{ Kg/m}^2$
Calidad diseño de concreto	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	Factor de seguridad por desliz.	$FSD = 1.50$
Ang. fricc. Intern. suelo a contener	$\phi = 30.20^\circ$	Factor de seguridad por volteo	$FSV = 1.50$
Capacidad portante del terreno	$st = 1.38 \text{ Kg/cm}^2$		
Coef. de fricción concreto-terreno	$f_2 = 0.550$		
Espesor de recubrimiento del acero	$r = 0.07$		
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$		

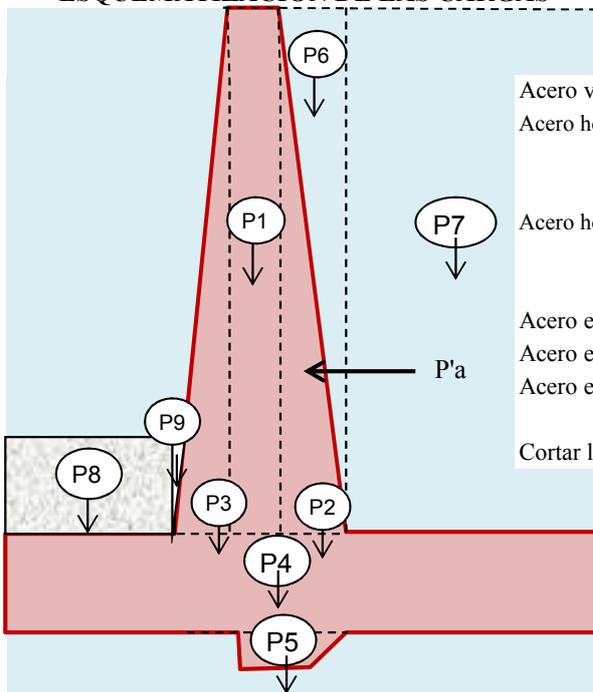
PREDIMENSIONAMIENTO



RESULTADO DE ESTABILIDAD

Soporte del suelo	OK
Excentricidad de la resultante	OK
Estabilidad al volteo	OK
Estabilidad al deslizamiento	OK
Fuerzas cortantes	
Base del muro	OK
En talón dorsal	OK
En talón frontal	OK
Diente	OK

ESQUEMATIZACIÓN DE LAS CARGAS



DIMENSIONAMIENTO DEL ACERO

	ϕ	@	Smax	
Acero vertical en muro	5/8"	18.5 cm	23cm	OK
Acero horizontal parte baja del muro				
Exterior	1/2"	15.0 cm	45cm	OK
Interior	3/8"	17.0 cm	45cm	OK
Acero horizontal parte alta del muro				
Exterior	1/2"	20.5 cm	45cm	OK
Interior	3/8"	22.5 cm	45cm	OK
Acero en talón dorsal	5/8"	20.0 cm	45cm	OK
Acero en talón frontal	5/8"	20.0 cm	45cm	OK
Acero en diente contra deslizam.	5/8"	44.0 cm	45cm	OK
Cortar la mitad del acero vertical a			2.75 m	

CÁLCULOS

1 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE PRESIÓN ACTIVA Y PASIVA

Para un relleno con superficie superior horizontal, se tiene

$$K_a = (\tan 45^\circ - \phi/2)^2 = 0.33$$

$$K_p = (\tan 45^\circ + \phi/2)^2 = 3.02$$

2 FUERZAS DESLIZANTES

Cálculo de altura equivalente de la sobrecarga h_s

$$h_s = S_c/g_s = 0.00 \text{ m}$$

Pi	Fuerzas H. (Tn)	Xi (m)	Mv (Tn-m)
Empuje activo	$1/2 * K_a * g_s * H^2$	7.736	1.833
Sobrecarga	$K_a * g_s * h_s * H$	0.000	2.750
Empuje pasivo	$1/2 * K_p * g_s * (h_o + h_1 + h_r)^2$	6.764	
TOTAL	FH = 7.736 Ton		Mv = 14.183 Ton

3 FUERZAS RESISTENTES

Pi	Pi (Tn)	Xi (m)	Mr (Tn-m)
P1	$t_1 * h * g_c^\circ$	3.000	1.375
P2	$1/2 * (t_4 * h) * g_c^\circ$	0.000	1.500
P3	$1/2 * (t_3 * h) * g_c^\circ$	1.500	1.167
P4	$B * h_1 * g_c^\circ$	4.200	1.750
P5	$1/2 * (t_1 + B_3) * h_o * g_c^\circ$	0.462	1.513
P6	$1/2 * (t_4 * h) * g_s$	0.000	1.500
P7	$B_2 * h * g_s$	15.500	2.500
P8	$h_r * B_1 * g_s$	0.775	0.500
P9	$t_3 * h_r^2 * g_s / (2 * h)$	0.010	1.008
Sc	$B_2 * h_s * g_s$	0.000	2.500
Empuje pasivo	$1/2 * K_p * g_s * (h_o + h_1 + h_r)^2$	6.764	0.567
TOTAL	25.447 Tn		56.904

4 CÁLCULO DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA ACTUANTE

$$X = (M_r - M_v) / P = 1.68 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e = B/2 - X = 0.07 \text{ m, como } e < B/6, \text{ entonces } \text{OK}$$

$$q_{\max} = P(1 + 6e/B) / B = 0.82 \text{ kg/cm}^2 < C_{ps} = 1.38 \text{ OK}$$

$$q_{\min} = P(1 - 6e/B) / B = 0.64 \text{ kg/cm}^2 < C_{ps} = 1.38 \text{ OK}$$

$$\text{Luego, } q = (q_{\min} - q_{\max}) / B * X + q_{\max}$$

$$\text{Para } X = B_1, \quad q_1 = 7,650.63 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Para } X = B_1 + t_2, \quad q_2 = 7,397.20 \text{ kg/m}^2$$

5 CHEQUEO POR VOLTEO (Cv)

$$C_v = M_r / M_v = 4.01 > FSV = 1.5 \quad \text{OK}$$

6 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO (Cd)

El deslizamiento se puede producirse en la interfase base del muro y el suelo

$$\text{Coefic. de fricción } m = 0.55$$

El deslizamiento se puede producir entresuelo-suelo por debajo de la base del muro

$$k_1 = 2/3$$

$$k_2 = 2/3$$

$$m = \tan(k_1 * \phi_s) = 0.37$$

$$c' = k_2 * c = 0.00$$

Utilizando el menor m, se tiene:

$$EP = 1/2 * K_p * g_s * (h_o + h_1 + h_r)^2 = 6.764$$

$$Cd = (m * P + EP + B * c') / FH = 2.08 > FSD = 1.5 \quad \text{OK}$$

7 CALCULO DEL ACERO EN EL MURO

Cálculo de presión activa que hace fallar la pantalla

Cálculo de altura equivalente de la sobrecarga hs

$$hs = Sc/gs = 0.00 \text{ m}$$

Pi	Pa (Tn)	Yi (m)	M (Tn-m)
Empuje activo	$1/2 * K_a * g_s * h^2$ 6.39	h/3 1.67	10.656
Sobrecarga	$K_a * g_s * h_s * h$ 0.00	h/2 2.50	0.000
TOTAL	6.394 Tn		10.656 Tn-m

Luego, el $M_u = 1.6 * M_v = 17.05 \text{ Tn-m}$

Cálculo del peralte efectivo (d)

$$d = t_2 - r = 43.00 \text{ cm}$$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro Ru:

$$Ru = M_u / (b * d^2), \text{ para } b=1 \text{ m, } Ru = 9.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Por otro lado, } Ru = 0.9 * p * F_y * (1 - 0.59 * p * F_y / f_c)$$

$$\text{Resolviendo la ecuación cuadrática, } p = 0.25 \%$$

Area de acero vertical

$$A_s = p * d * b, b=100, A_s = 10.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0015b * t_2 = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego resulta } A_s = 10.54 \text{ cm}^2$$

Area del acero horizontal

De la base hasta la parte media

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0025b * t_2 = 12.50 \text{ cm}^2$$

De la parte media a superior

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0025b * t' = 9.38 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo del acero

$$S \leq 3d \text{ Y } S \leq 45 \text{ cm}$$

8 DISTRIBUCION DEL ACERO EN EL MURO

Distribución del acero vertical

$$\text{Usar } \varnothing \ 5/8 \text{ @ } 18.5 \text{ cm} \quad S_{\text{max}} / 2 = 22.5\text{cm} \quad \text{OK}$$

Distribución del acero horizontal inferior

El exterior con las 2/3 partes

$$\text{Usar } \varnothing \ 1/2 \text{ @ } 15.0 \text{ cm} \quad S_{\text{max}} = 45\text{cm} \quad \text{OK}$$

El interior con 1/3

$$\text{Usar } \varnothing \ 3/8 \text{ @ } 17.0 \text{ cm} \quad S_{\text{max}} = 45\text{cm} \quad \text{OK}$$

Distribución del acero horizontal superior

El exterior con las 2/3 partes

$$\text{Usar } \varnothing \ 1/2 \text{ @ } 20.5 \text{ cm} \quad S_{\text{max}} = 45\text{cm} \quad \text{OK}$$

El interior con 1/3

$$\text{Usar } \varnothing \ 3/8 \text{ @ } 22.5 \text{ cm} \quad S_{\text{max}} = 45\text{cm} \quad \text{OK}$$

9 LONGITUD DE ANCLAJE PARA EL ACERO VERTICAL

$$\text{Para } \varnothing < 7/8, \quad L = \varnothing * f_y * 0.9 / (6.63 * f_c^{0.5})$$

$$\text{Para } \varnothing \geq 7/8, \quad L = \varnothing * f_y * 0.9 / (5.31 * f_c^{0.5})$$

$$\text{Luego, resulta } L = 62 \text{ cm}$$

CORTE DE LA MITAD DEL ACERO VERTICAL

Momento resistente en base y corona para el acero elegido a doble espaciamento, es decir

$$\varnothing \ 5/8 \text{ @ } 37\text{cm} \quad \text{Luego } A_s = 5.41 \text{ cm}^2 \quad S_{\text{max}} = 45\text{cm} \quad \text{OK}$$

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f_c * 100) = 1.27 \text{ cm}$$

$$\text{En la corona } M_1 = \varnothing * A_s * f_y * (t_1 - r - a/2) = 3.55 \text{ Tn-m}$$

$$\text{En la base } M_2 = \varnothing * A_s * f_y * (d - a/2) = 8.78 \text{ Tn-m}$$

Hallando la intersección de la ecuación cúbica del DMF y la recta formada

$$\text{por } M_1 \text{ y } M_2, \text{ se determina el punto de intersección para } h_i = 2.32 \text{ m}$$

$$\text{El corte de la mitad del refuerzo vertical se efectuará en } h_i + d = 2.75 \text{ m}$$

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL MURO

$$Vu = 1.6 * (1/2 * Ka * gs * h^2 + Ka * gs * hs * h) = 10614 \text{ Kg}$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53 * fc^{0.5} * b * d = 28072 \text{ Kg}$$

Como $Vu < \emptyset Vc$, **OK**

CÁLCULO DE ACERO EN LA ZAPATA

Talón dorsal

$$Wu = 1.4 * (gs * h + h1 + C156 + h1 * gc) + 1.7 * Sc = 12530 \text{ Kg/m}$$

$$Mu = Wu * B^2 / 2 - 1.7 * (q2 * B^2 / 6 + qmin * B^2 / 3) = 2207 \text{ Kg-m}$$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro Ru:

$$Ru = Mu / (b * d^2), \text{ para } b = 1 \text{ m}, Ru = 1.19 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otro lado, $Ru = 0.9 * p * Fy * (1 - 0.59 * p * Fy / fc)$

Resolviendo la ecuación cuadrática, $p = 0.03 \%$

$$As = p * d * b, b = 100, As = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín} = 0.0020b * h1 = 10.0 \text{ cm}^2$$

Luego, $As = 10.0 \text{ cm}^2$

Distribución del acero vertical: Usar \emptyset 5/8" @ 20.0 cm $S_{max} = 45\text{cm}$ **OK**

Verificando la fuerza cortante

$$Vu = Wu * B^2 * 1.7 * (q2 + qmin) * B^2 / 2 = 1633 \text{ Kg}$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53 * fc^{0.5} * b * d = 28072 \text{ Kg}$$

Como $Vu < \emptyset Vc$ **OK**

Talón frontal

$$Mu = 1.7 * (qmax * B1^2 / 3 + q1 * B1^2 / 6) = 6790 \text{ Kg-m}$$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro Ru:

$$Ru = Mu / (b * d^2), \text{ para } b = 1 \text{ m}, Ru = 3.67 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otro lado, $Ru = 0.9 * p * Fy * (1 - 0.59 * p * Fy / fc)$

Resolviendo la ecuación cuadrática, $p = 0.10 \%$

$$As = p * d * b, b = 100, As = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín} = 0.0020b * h1 = 10.0 \text{ cm}^2$$

Luego, $As = 10.0 \text{ cm}^2$

Distribución del acero vertical: Usar \emptyset 5/8" @ 20.0 cm $S_{max} = 45\text{cm}$ **OK**

Verificando la fuerza cortante

$$Vu = 1.7 * B1 / 2 * (qmax + q1) = 13437 \text{ Kg}$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53 * fc^{0.5} * b * d = 28072 \text{ Kg}$$

Como $Vu < \emptyset Vc$, **OK**

Diente contra el deslizamiento

$$\text{Empuje pasivo } Pp = Kp * gs * (h1 + hr) * ho + Kp * gs * ho^2 / 2 = 5.57 \text{ Tn}$$

$$\text{Brazo del momento } Y = (3 * (h1 + hr) + 2 * ho) * ho / (6 * (h1 + hr) + 3 * ho) = 0.38$$

$$Mn = Pp * Y = 2.12 \text{ Tn-m}$$

$$Mu = 1.4 * Mn = 2.965$$

Peralte

$$d = B3 - r = 23 \text{ cm}$$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro Ru:

$$Ru = Mu / (b * d^2), \text{ para } b = 1 \text{ m}, Ru = 6.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otro lado, $Ru = 0.9 * p * Fy * (1 - 0.59 * p * Fy / fc)$

Resolviendo la ecuación cuadrática, $p = 0.16 \%$

Area de acero vertical

$$As = p * d * b, b = 100, As = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín} = 0.0015b * B3 = 4.50 \text{ cm}^2$$

Luego resulta $As = 4.50 \text{ cm}^2$

Distribución del acero vertical: Usar \emptyset 5/8" @ 44.0 cm $S_{max} = 45\text{cm}$ **OK**

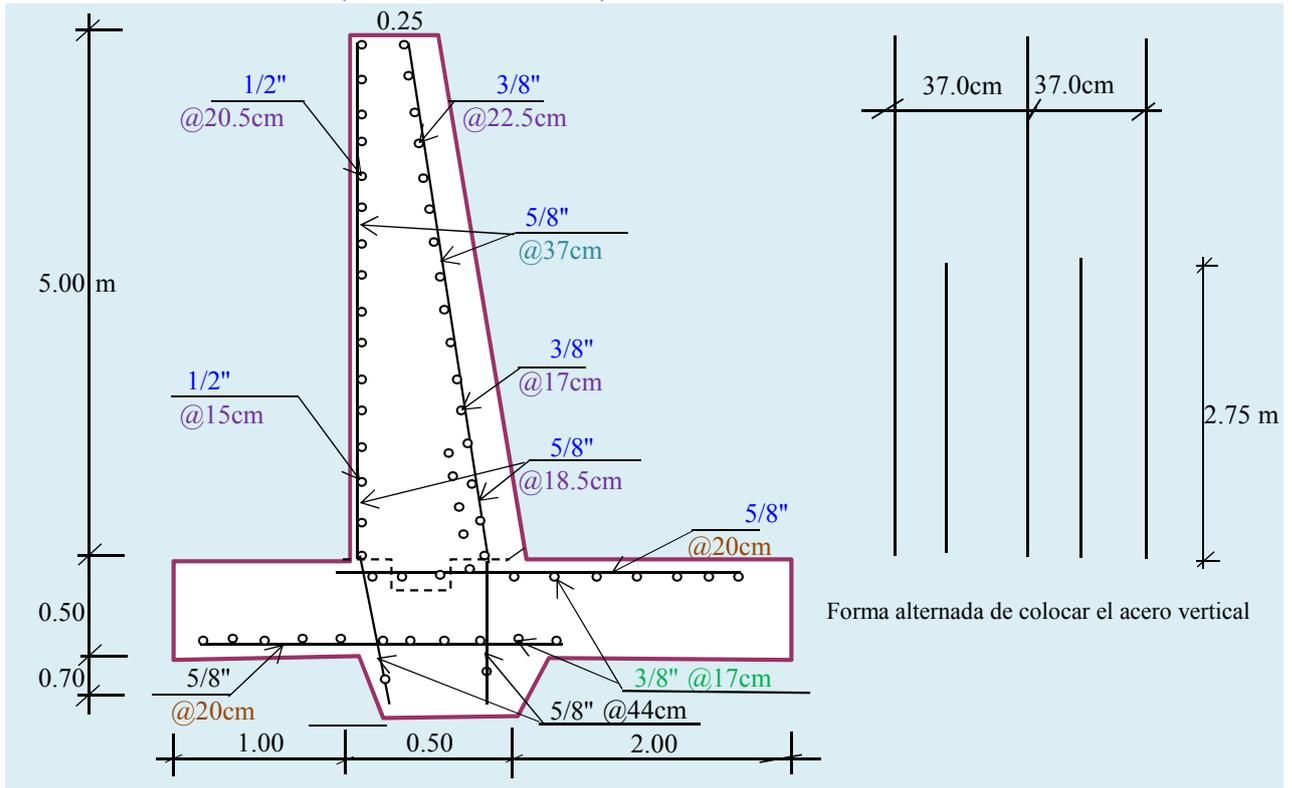
Verificando la fuerza cortante

$$Vu = 1.7 * (1/2 * Kp * gs * (ho + h1 + hr)^2) = 11499 \text{ Kg}$$

$$\emptyset Vc = 0.85 * 0.53 * fc^{0.5} * b * d = 15015 \text{ Kg}$$

Como $Vu < \emptyset Vc$, **OK**

MURO DE CONTENCIÓN (ESQUEMA - ACERO)

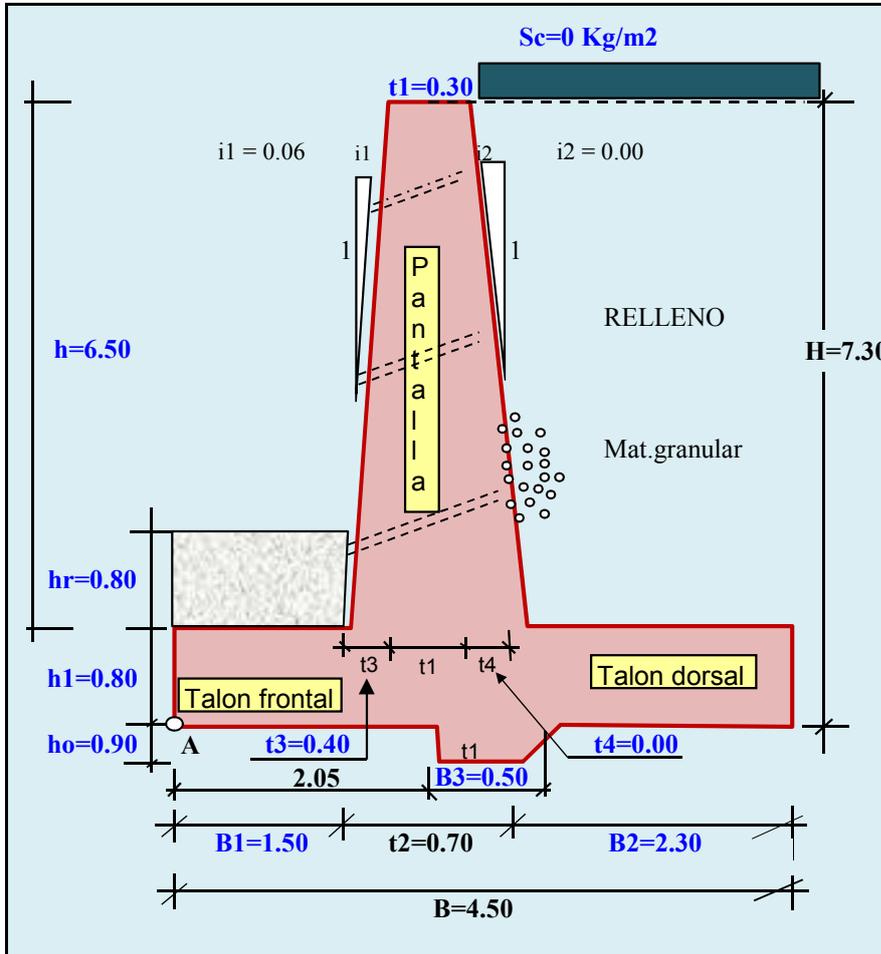


DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO H=7.30 M.

DATOS

Peso específico del relleno	$g_s = 1550.00 \text{ Kg/m}^3$	Sobrecarga viva	$Sc = 0.00 \text{ Kg/m}^2$
Peso específico del concreto	$g_c = 2400.00 \text{ Kg/m}^3$	Cohesión	$C = 0.0 \text{ Kg/m}^2$
Calidad diseño de concreto	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	Factor de seguridad por desliz.	$FSD = 1.50$
Ang.fricc.Intern. suelo a contener	$\phi = 30.20^\circ$	Factor de seguridad por volteo	$FSV = 1.50$
Capacidad portante del terreno	$st = 1.38 \text{ Kg/cm}^2$		
Coef. de fricción concreto-terreno	$f_2 = 0.550$		
Espesor de recubrimiento del acero	$r = 0.07$		
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$		

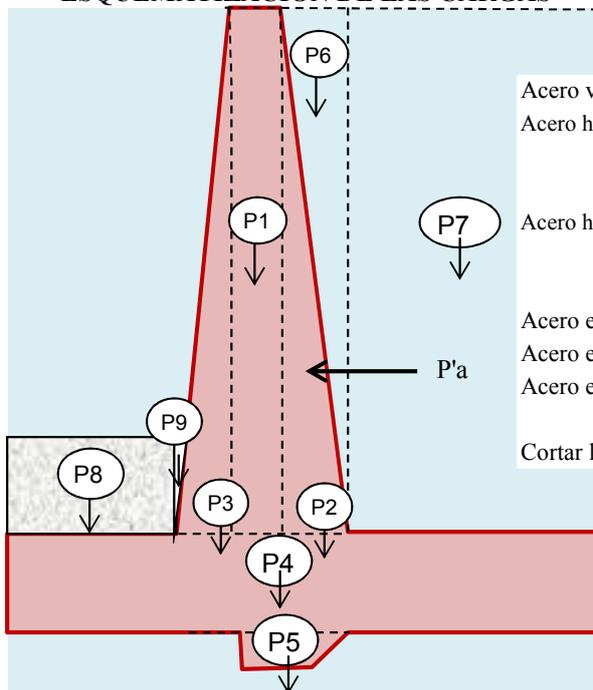
PREDIMENSIONAMIENTO



RESULTADO DE ESTABILIDAD

Soporte del suelo	OK
Excentricidad de la resultante	OK
Estabilidad al volteo	OK
Estabilidad al deslizamiento	OK
Fuerzas cortantes	
Base del muro	OK
En talón dorsal	OK
En talón frontal	OK
Diente	OK

ESQUEMATIZACION DE LAS CARGAS



DIMENSIONAMIENTO DEL ACERO

	ϕ	@	Smax	
Acero vertical en muro	5/8"	12.5 cm	23cm	OK
Acero horizontal parte baja del muro				
Exterior	5/8"	17.0 cm	45cm	OK
Interior	1/2"	22.0 cm	45cm	OK
Acero horizontal parte alta del muro				
Exterior	5/8"	24.0 cm	45cm	OK
Interior	1/2"	30.5 cm	45cm	OK
Acero en talón dorsal	5/8"	12.5 cm	45cm	OK
Acero en talón frontal	5/8"	12.5 cm	45cm	OK
Acero en diente contra deslizam.	5/8"	26.5 cm	45cm	OK

Cortar la mitad del acero vertical a 3.50 m

CÁLCULOS

1 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE PRESIÓN ACTIVA Y PASIVA

Para un relleno con superficie superior horizontal, se tiene

$$K_a = (\tan 45^\circ - \phi/2)^2 = 0.33$$

$$K_p = (\tan 45^\circ + \phi/2)^2 = 3.02$$

2 FUERZAS DESLIZANTES

Cálculo de altura equivalente de la sobrecarga h_s

$$h_s = S_c/g_s = 0.00 \text{ m}$$

Pi	Fuerzas H. (Tn)	Xi (m)	Mv (Tn-m)
Empuje activo	$1/2 * K_a * g_s * H^2$	13.629	2.433
Sobrecarga	$K_a * g_s * h_s * H$	0.000	3.650
Empuje pasivo	$1/2 * K_p * g_s * (h_o + h_1 + h_r)^2$	14.628	
TOTAL	FH = 13.629 Ton		Mv = 33.164 Ton

3 FUERZAS RESISTENTES

Pi	Pi (Tn)	Xi (m)	Mr (Tn-m)
P1	$t_1 * h * g_c^\circ$	4.680	2.050
P2	$1/2 * (t_4 * h) * g_c^\circ$	0.000	2.200
P3	$1/2 * (t_3 * h) * g_c^\circ$	3.120	1.767
P4	$B * h_1 * g_c^\circ$	8.640	2.250
P5	$1/2 * (t_1 + B_3) * h_o * g_c^\circ$	0.864	2.254
P6	$1/2 * (t_4 * h) * g_s$	0.000	2.200
P7	$B_2 * h * g_s$	23.173	3.350
P8	$h_r * B_1 * g_s$	1.860	0.750
P9	$t_3 * h_r^2 * g_s / (2 * h)$	0.031	1.516
Sc	$B_2 * h_s * g_s$	0.000	3.350
Empuje pasivo	$1/2 * K_p * g_s * (h_o + h_1 + h_r)^2$	14.628	0.833
TOTAL	42.367 Tn		127.753

4 CÁLCULO DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA ACTUANTE

$$X = (M_r - M_v) / P = 2.23 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e = B/2 - X = 0.02 \text{ m, como } e < B/6, \text{ entonces } \text{OK}$$

$$q_{\max} = P(1 + 6e/B) / B = 0.96 \text{ kg/cm}^2 \leq C_{ps} = 1.38 \text{ OK}$$

$$q_{\min} = P(1 - 6e/B) / B = 0.92 \text{ kg/cm}^2 < C_{ps} = 1.38 \text{ OK}$$

Luego, $q = (q_{\min} - q_{\max}) / B * X + q_{\max}$

$$\text{Para } X = B_1, \quad q_1 = 9,487.65 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Para } X = B_1 + t_2, \quad q_2 = 9,419.74 \text{ kg/m}^2$$

5 CHEQUEO POR VOLTEO (Cv)

$$C_v = M_r / M_v = 3.85 > FSV = 1.5 \text{ OK}$$

6 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO (Cd)

El deslizamiento se puede producir en la interfase base del muro y el suelo

$$\text{Coefic. de fricción } m = 0.55$$

El deslizamiento se puede producir entresuelo-suelo por debajo de la base del muro

$$k_1 = 2/3$$

$$k_2 = 2/3$$

$$m = \tan(k_1 * \phi_s) = 0.37$$

$$c' = k_2 * c = 0.00$$

Utilizando el menor m, se tiene:

$$EP = 1/2 * K_p * g_s * (h_o + h_1 + h_r)^2 = 14.63$$

$$Cd = (m * P + EP + B * c') / FH = 2.21 > FSD = 1.5 \text{ OK}$$

7 CALCULO DEL ACERO EN EL MURO

Cálculo de presión activa que hace fallar la pantalla

Cálculo de altura equivalente de la sobrecarga hs

$$hs = Sc/g_s = 0.00 \text{ m}$$

Pi	Pa (Tn)	Yi (m)	M (Tn-m)
Empuje activo	$1/2 * K_a * g_s * h^2$ 10.81	h/3 2.17	23.412
Sobrecarga	$K_a * g_s * h_s * h$ 0.00	h/2 3.25	0.000
TOTAL	10.805 Tn		23.412 Tn-m

Luego, el $M_u = 1.6 * M_v = 37.46 \text{ Tn-m}$

Cálculo del peralte efectivo (d)

$$d = t_2 - r = 63.00 \text{ cm}$$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro Ru:

$$Ru = M_u / (b * d^2), \text{ para } b=1 \text{ m, } Ru = 9.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Por otro lado, } Ru = 0.9 * p * F_y * (1 - 0.59 * p * F_y / f_c)$$

$$\text{Resolviendo la ecuación cuadrática, } p = 0.25 \%$$

Area de acero vertical

$$As = p * d * b, b=100, As = 15.45 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ mín} = 0.0015b * t_2 = 10.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego resulta } As = 15.45 \text{ cm}^2$$

Area del acero horizontal

De la base hasta la parte media

$$As \text{ mín} = 0.0025b * t_2 = 17.50 \text{ cm}^2$$

De la parte media a superior

$$As \text{ mín} = 0.0025b * t' = 12.50 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo del acero

$$S <= 3d \text{ Y } S <= 45 \text{ cm}$$

8 DISTRIBUCION DEL ACERO EN EL MURO

Distribución del acero vertical

$$\text{Usar } \varnothing 5/8 \text{ @ } 12.5 \text{ cm} \quad S_{max} / 2 = 22.5 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Como el ancho de la corona > 25 cm, colocar acero en las dos caras

Distribución del acero horizontal inferior

El exterior con las 2/3 partes

$$\text{Usar } \varnothing 5/8 \text{ @ } 17.0 \text{ cm} \quad S_{max} = 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

El interior con 1/3

$$\text{Usar } \varnothing 1/2 \text{ @ } 22.0 \text{ cm} \quad S_{max} = 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Distribución del acero horizontal superior

El exterior con las 2/3 partes

$$\text{Usar } \varnothing 5/8 \text{ @ } 24.0 \text{ cm} \quad S_{max} = 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

El interior con 1/3

$$\text{Usar } \varnothing 1/2 \text{ @ } 30.5 \text{ cm} \quad S_{max} = 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

9 LONGITUD DE ANCLAJE PARA EL ACERO VERTICAL

$$\text{Para } \varnothing < 7/8, \quad L = \varnothing * f_y * 0.9 / (6.63 * f_c^{0.5})$$

$$\text{Para } \varnothing \geq 7/8, \quad L = \varnothing * f_y * 0.9 / (5.31 * f_c^{0.5})$$

$$\text{Luego, resulta } L = 62 \text{ cm}$$

CORTE DE LA MITAD DEL ACERO VERTICAL

Momento resistente en base y corona para el acero elegido a doble espaciamento, es decir

$$\varnothing 5/8 \text{ @ } 25 \text{ cm} \quad \text{Luego } As = 8.00 \text{ cm}^2 \quad S_{max} = 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$a = As * f_y / (0.85 * f_c * 100) = 1.88 \text{ cm}$$

$$\text{En la corona } M_1 = \varnothing * As * f_y * (t_1 - r - a/2) = 6.67 \text{ Tn-m}$$

$$\text{En la base } M_2 = \varnothing * As * f_y * (d - a/2) = 19.05 \text{ Tn-m}$$

Hallando la intersección de la ecuación cúbica del DMF y la recta formada

$$\text{por } M_1 \text{ y } M_2, \text{ se determina el punto de intersección para } h_i = 2.87 \text{ m}$$

$$\text{El corte de la mitad del refuerzo vertical se efectuará en } h_i + d = 3.50 \text{ m}$$

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL MURO

$$V_u = 1.6 * (1/2 * K_a * g_s * h^2 + K_a * g_s * h_s * h) = 17937 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * f_c^{0.5} * b * d = 41129 \text{ Kg}$$

Como $V_u < \phi V_c$, **OK**

CÁLCULO DE ACERO EN LA ZAPATA

Talón dorsal

$$W_u = 1.4 * (g_s * h + h_1 + C156 + h_1 * g_c) + 1.7 * S_c = 16793 \text{ Kg/m}$$

$$M_u = W_u * B^2 / 2 - 1.7 * (q_2 * B^2 / 6 + q_{min} * B^2 / 3) = 2730 \text{ Kg-m}$$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro R_u :

$$R_u = M_u / (b * d^2), \text{ para } b=1 \text{ m}, R_u = 0.51 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otro lado, $R_u = 0.9 * p * F_y * (1 - 0.59 * p * F_y / f_c)$

Resolviendo la ecuación cuadrática, $p = 0.01 \%$

$$A_s = p * d * b, b=100, A_s = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0020b * h_1 = 16.0 \text{ cm}^2$$

Luego, $A_s = 16.0 \text{ cm}^2$

Distribución del acero vertical: Usar ϕ 5/8" @ 12.5 cm $S_{max} = 45 \text{ cm}$ **OK**

Verificando la fuerza cortante

$$V_u = W_u * B^2 - 1.7 * (q_2 + q_{min}) * B^2 / 2 = 2229 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * f_c^{0.5} * b * d = 47657 \text{ Kg}$$

Como $V_u < \phi V_c$ **OK**

Talón frontal

$$M_u = 1.7 * (q_{max} * B^2 / 3 + q_1 * B^2 / 6) = 18331 \text{ Kg-m}$$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro R_u :

$$R_u = M_u / (b * d^2), \text{ para } b=1 \text{ m}, R_u = 3.44 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otro lado, $R_u = 0.9 * p * F_y * (1 - 0.59 * p * F_y / f_c)$

Resolviendo la ecuación cuadrática, $p = 0.09 \%$

$$A_s = p * d * b, b=100, A_s = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0020b * h_1 = 16.0 \text{ cm}^2$$

Luego, $A_s = 16.0 \text{ cm}^2$

Distribución del acero vertical: Usar ϕ 5/8" @ 12.5 cm $S_{max} = 45 \text{ cm}$ **OK**

Verificando la fuerza cortante

$$V_u = 1.7 * B / 2 * (q_{max} + q_1) = 24379 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * f_c^{0.5} * b * d = 47657 \text{ Kg}$$

Como $V_u < \phi V_c$, **OK**

Diente contra el deslizamiento

$$\text{Empuje pasivo } P_p = K_p * g_s * (h_1 + h_r) h_o + K_p * g_s * h_o^2 / 2 = 10.53 \text{ Tn}$$

$$\text{Brazo del momento } Y = (3 * (h_1 + h_r) + 2 * h_o) * h_o / (6 * (h_1 + h_r) + 3 * h_o) = 0.48$$

$$M_n = P_p * Y = 5.09 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = 1.4 * M_n = 7.121$$

Peralte

$$d = B_3 - r = 43 \text{ cm}$$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro R_u :

$$R_u = M_u / (b * d^2), \text{ para } b=1 \text{ m}, R_u = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otro lado, $R_u = 0.9 * p * F_y * (1 - 0.59 * p * F_y / f_c)$

Resolviendo la ecuación cuadrática, $p = 0.11 \%$

Area de acero vertical

$$A_s = p * d * b, b=100, A_s = 4.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0015b * B_3 = 7.50 \text{ cm}^2$$

Luego resulta $A_s = 7.50 \text{ cm}^2$

Distribución del acero vertical: Usar ϕ 5/8" @ 26.5 cm $S_{max} = 45 \text{ cm}$ **OK**

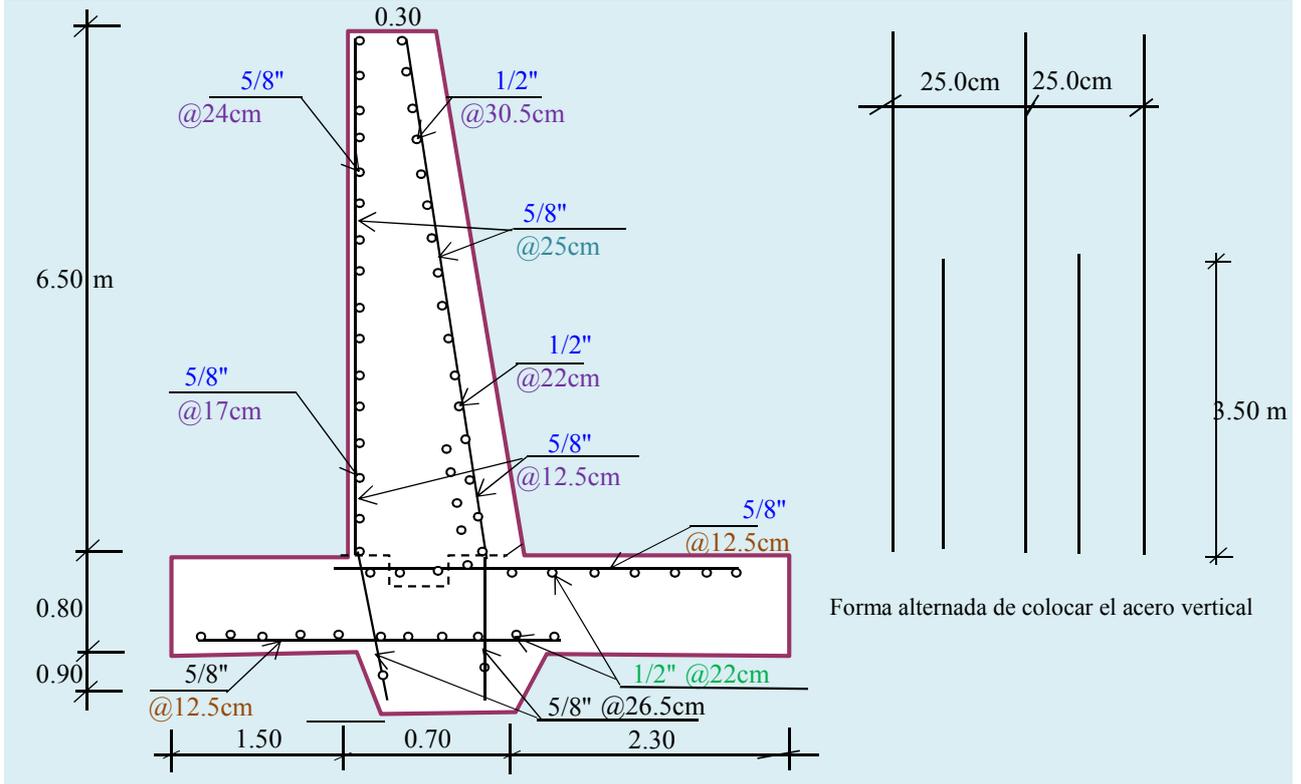
Verificando la fuerza cortante

$$V_u = 1.7 * (1/2 * K_p * g_s * (h_o + h_1 + h_r)^2) = 24868 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * f_c^{0.5} * b * d = 28072 \text{ Kg}$$

Como $V_u < \phi V_c$, **OK**

MURO DE CONTENCIÓN (ESQUEMA - ACERO)





ANEXO 6
ESTUDIO DE MÉCANICA DE
SUELOS CON FINES DE
PROTECCIÓN



INGEORARQ S.A.C



**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON
FINES DE PROTECCIÓN**

PROYECTO

**DEFENSAS RIBEREÑAS CONTRA INUNDACIONES DEL RIO
CARACHA EN SAN MARTÍN DE TIOPAMPA, SANTIAGO DE
LUCANAMARCA, HUANCA SANCOS, AYACUCHO 2017**



UBICACIÓN:

LUGAR : SAN MARTÍN DE TIOPAMPA
DISTRITO : SANTIAGO DE LUCANAMARCA
PROVINCIA : HUANCASANCOS
DEPARTAMENTO : AYACUCHO

AYACUCHO - PERÚ

AGOSTO DEL 2018



ÍNDICE GENERAL

1. GENERALIDADES	3
1.1. Objeto del estudio	3
1.2. Ubicación del área en estudio	3
1.3. Características del proyecto	3
2. GEOMORFOLOGIA Y SISMICIDAD	4
2.1. Geomorfología	4
2.2. Geología	4
2.3. Sismicidad	8
3. INVESTIGACIÓN GEOTECNICAS	8
3.1. Calicatas de exploración	8
3.2. Toma de Muestras en Campo	9
4. ENSAYOS DE LABORATORIO	9
4.1. Ensayos Estándares	9
4.2. Ensayos Especiales	10
5. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO	10
6. ANÁLISIS DE LA INFORMACION PARA FINES DE CIMENTACION	12
6.1. Análisis de datos, estrato de cimentación y profundidad de cimentación	12
6.1. Análisis de datos, muestra de sedimentación	12
6.3. Cálculo de la Capacidad de carga admisible frente al hundimiento de la cimentación	13
6.4. Análisis de Asentamientos de la cimentación	13
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES	15
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	16

ANEXOS

Anexo I: Mapas y Planos

➤ Mapa Geológico.

➤ Mapa de zonificación sísmica del Perú.

➤ Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas.

➤ Plano de ubicación de calicatas.

 **INGEORQ S.A.C**
Carlos Alberto Rimachi Chipana
GERENTE GENERAL


RICARDO ALVARADO POMA
Ing. QUÍMICO CIVIL
Reg. CIP. 94914
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA GEOTECNIA



Anexo II: Registros de Exploración

- Parte de las calicatas.

Anexo III: Ensayos de Laboratorio

- Peso Unitario en Suelos.
- Ensayos Estándar de Granulometría - Clasificación.
- Determinación del Limite Liquido y Plasticidad.
- Corte Directo.

Anexo IV: Análisis

- Análisis de la cimentación - condición drenada.

Anexo V: Panel Fotográfico


INGEOARQ S.A.C
Carlos Alberto Rimachi Chipana
GERENTE GENERAL



RICARDO ALVARADO POMA
Ing. QUÍMICO CIVIL
Reg. CIP. 94914
ESPECIALISTA EN INGENIERIA GEOTECNIA

INGEOARQ
INGENIERIA, GEOTECNIA Y ARQUITECTURA



1. GENERALIDADES

1.1. Objeto del estudio

El objetivo del presente Informe Técnico, es exponer los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación de las estructuras para la tesis "**Defensas ribereñas contra inundaciones del río Caracha en San Martín de Tiopampa, Santiago de Lucanamarca, Huanca Sancos, Ayacucho 2017**", encargado por los responsables del proyecto.

1.2. Ubicación del área en estudio

El área en estudio de la presente tesis se encuentra ubicada en los terrenos de la población beneficiada, esto en la Comunidad de San Martín de Tiopampa en el distrito de Santiago de Lucanamarca, Provincia de Huanca Sancos, Región Ayacucho.

1.3. Características del proyecto

El presente estudio servirá para la proyección de una defensa ribereña que servirá de protección y encauzamiento, específicamente para la tesis "**Defensas ribereñas contra inundaciones del río Caracha en San Martín de Tiopampa, Santiago de Lucanamarca, Huanca Sancos, Ayacucho 2017**".

De conformidad con lo dispuesto en el Artículo 13.- Cargas a utilizar, de la Norma E-.050 de Suelos y Cimentaciones, para el cálculo del factor de seguridad de cimentaciones, se utilizará como cargas aplicadas a la cimentación, las cargas de servicio (carga muerta más carga viva) que se utilizan para el diseño estructural.

Se verifica específicamente la capacidad de carga del terreno de fundación Gaviones y muros de contención; con las recomendaciones necesarias para la cimentación, así como se determinará la capacidad de carga admisible de trabajo teniendo en cuenta el emplazamiento de la Infraestructura con los cuales el Proyectista podrá definir la opción técnica adecuada.

Como se observa más adelante se han encontrado en la zona de investigación específicamente zonas con visible erosión y acumulación de sedimentos, considerándolos como posibles puntos de muestreo de sedimentos las cuales serán obtenidos la densidad aparente, densidad relativa, porosidad, ángulo de fricción interna y la granulometría e dichas muestras.

2. GEOMORFOLOGIA Y SISMICIDAD

2.1. Geomorfología

El área en estudio se encuentra en las coordenadas DATUM WGS 84 ZONA 18 HUSO L, coordenada Este = 572353.00m y coordenada Norte = 8470459.28m. Este corresponde a la unidad geomorfológica denominada Laderas, presenta pendientes de moderadas a accidentadas con asientos parcial de humanos a los alrededores.



Figura 1: Vista de la Geomorfología de la zona de estudio – Fuente Google Earth

2.2. Geología

Las unidades estratigráficas que afloran en la región, están comprendidas entre la era mesozoico hasta cenozoico, como también se puede decir desde el sistema jurásico hasta cuaternario. Mencionaremos las más cercanas a la zona de estudio de la más antigua a la más reciente son como siguen:

Depósitos Aluviales (Qh-al)

Se expone a lo largo de las quebradas aledañas, compuestos por depósitos abandonados por los riachuelos y quebradas y los materiales que son actualmente transportados litológicamente se encuentra constituido por bloques, cantos rodados y guijarros con arena y limo.

Depósitos Murrénicos (Qp-mo)

Bajo esta denominación se describe un till constituido por acumulaciones de arcillas y arenas que engloban clastos heterométricos que están englobados en una masa composición variada que va de



limos a arcillas, cuyos bloques de tamaños diversos y normalmente poco redondeados presenta una morfología cóncava. Con grosores que alcanzan los 40m.a 60m. Por lo general sus afloramientos están disectados por erosiones posteriores.

Grupo Barroso Inferior (NpQp-ba)

Aquellos suelos formados por la desintegración de las rocas in situ. Dependen de la naturaleza de la roca madre original, tanto como de los cambios que ocurren en las rocas durante el proceso de desintegración y descomposición. Los materiales residuales generalmente son suelos sin mayor desarrollo genético, a menudo superficiales y muy difícilmente mantienen una cubierta vegetal de textura media a moderadamente gruesa, reacción ácida. Se encuentran distribuidos en forma localizada en posiciones fisiográficas de laderas de montaña y zonas escarpadas de las vertientes altas, medias y bajas. Estos depósitos están constituidos por la acumulación de fragmentos de 2 cm a 1.20 m de rocas volcánicas andesíticas, provenientes de los afloramientos del Grupo Barroso y en menor proporción de la Formación Sencca, englobados en matriz limo arenoso con contenido variable de arcillas. Las morrenas están presentes desde los 4,000m., llegando a tener espesores hasta de 80m.

Formación Sencca (Np-se)

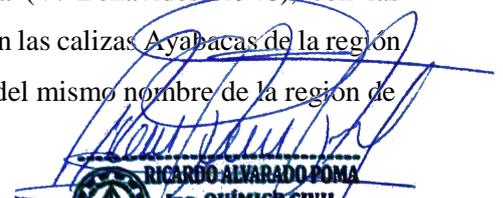
Esta denominación fue empleada por primera vez, por S. Mendivil (1965) para describir a rocas volcánicas de naturaleza piroclástica, constituidas por tobas riolíticas y riolíticas. En base a sus relaciones estratigráficas, pues sobreyace a la Formación Caudalosa de edad Oligoceno superior Mioceno inferior e infrayace a la Formación Barroso del Pleistoceno.

En consecuencia, a la Formación Sencca se le asigna tentativamente una edad Plioceno superior. Se correlaciona con los volcánicos descritos con el mismo nombre en diferentes localidades del sur del país y con el Grupo Nazca.

Formación Ferrobamba (Kis-fe)

W. F. Jenks (inédito, 1951) describió con este nombre una secuencia de calizas fosilíferas, constituida por una alternancia de calizas y calizas arcillosas. Se asigna una edad Albiano-Cenomaniano inferior a la Formación Ferrobamba debido a la gran cantidad de fósiles que existen en la secuencia calcárea. Asimismo, se puede correlacionar con las calizas Yuncaypata de la región de Cuzco (H. E. Gregory, 1916), con la Formación Arcurquina de la región de Arequipa (V. Benavides, 1948) con las formaciones: Chúlec, Pariatambo, Jumasha, del centro del país, con las calizas Ayabacas de la región del Lago Titicaca (N. D. Newell, 1949), así como con las calizas del mismo nombre de la región de Apurímac (V. Pecho, 1981).

**INGEORQ S.A.C**
Carlos Alberto Rimachi Chipana
Carlos Alberto Rimachi Chipana
GERENTE GENERAL


RICARDO ALVARADO POMA
Ing. QUÍMICO CIVIL
Reg. CIP. 94914
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA



Formación Mara (Ki-ma)

W. F. Jenks (inédito 1951) da esta denominación a una secuencia constituida predominantemente por limolitas, lutitas y areniscas rojas. Se establece un espesor de 178m. Por su relación estratigráfica le concede tentativamente una edad Barremiano-Aptiano. La Formación Mara es correlacionable con la Formación Murco de la región de Arequipa (V. Benavides, 1962); con las secuencias de capas rojas; con la parte superior del Grupo Goyllarisquizga del centro y norte del país y con las secuencias superiores de la Formación Huancané de la región de Puno (N.D. Newell, 1949).

Grupo Yura – Formación Soraya (JsKi-sr)

Litológicamente, la Formación Soraya está constituida por areniscas cuarzosas intercaladas con lechos delgados de lutitas negras, margas. Se le correlaciona con las cuarcitas del mismo nombre que afloran en los cuadrángulos de Chalhuanca, Chuquibambilla y Santo Tomás y equivalentes a las cuarcitas Hualhuani de la región de Arequipa (V. Benavides, 1962). También se puede correlacionar con las cuarcitas de la Formación Chimú de amplia distribución en el norte y centro de la región andina del país.

Grupo Yura - Fm. Paire (Jms-pa)

Con esta denominación C. Guevara (inédito) describe una secuencia de rocas sedimentarias predominantemente calcárea. Se halló fauna fósil que marca el Calloviano medio-superior que se correlaciona con el miembro Gramadal de la región de Arequipa (V. Benavides, 1962).

Grupo Yura - Fm. Huacaña (Jm-hu)

C. Guevara (inédito) describe con esta denominación a la secuencia constituida por areniscas, lutitas y cuarcitas y se divide en tres miembros en base a sus características litológicas.


INGEORQ S.A.C
Carlos Alberto Rimachi Chipana
GERENTE GENERAL


RICARDO ALVARADO POMA
Ing. QUÍMICO CIVIL
Reg. CIP. 94914
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

INGENIERIA, GEOTECNIA Y ARQUITECTURA

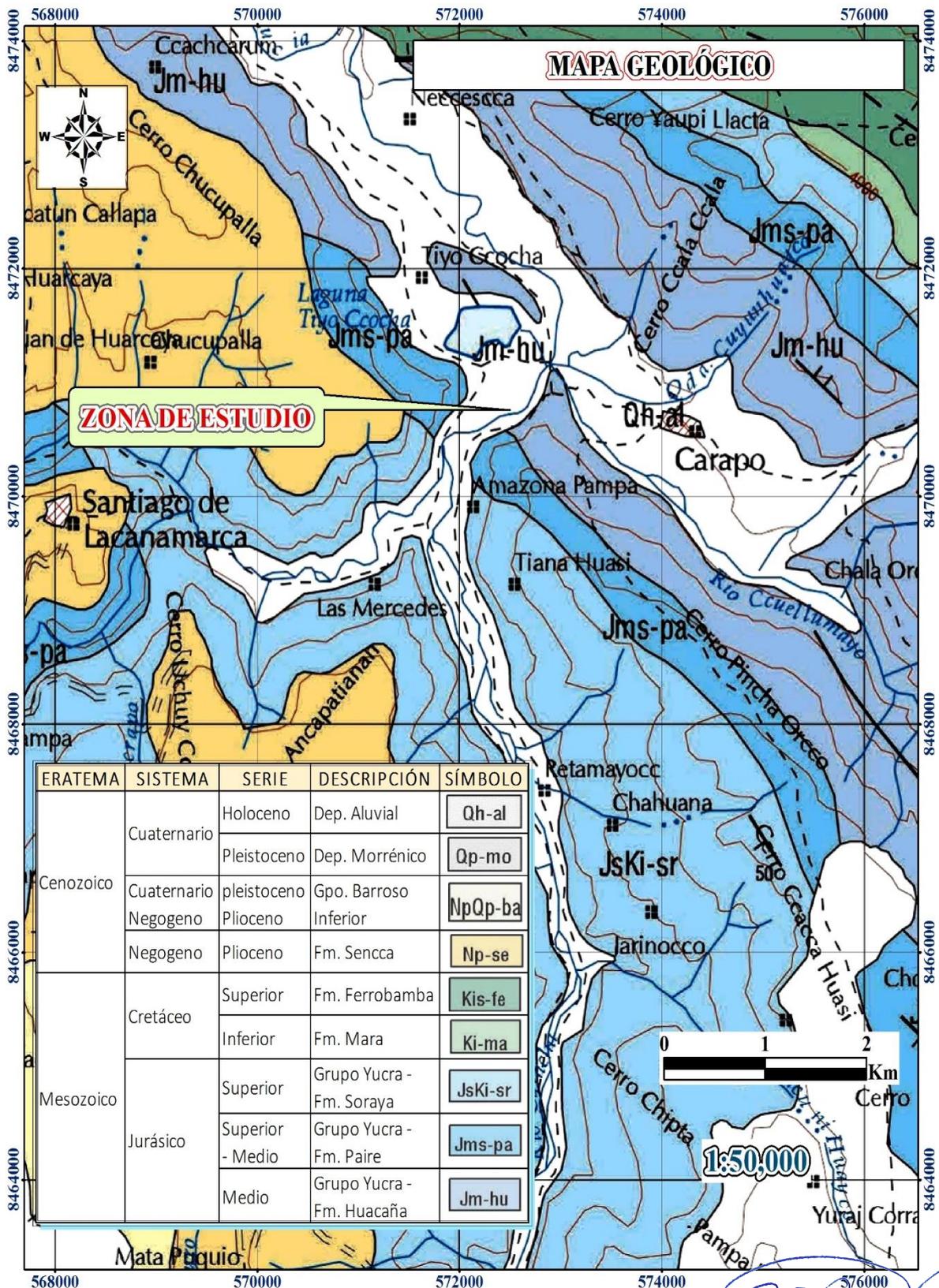


Figura 2: Mapa geológico

INGEORQ S.A.C
Carlos Alberto Rimachi Chipana
GERENTE GENERAL

RICARDO ALVARADO POMA
Ing. QUÍMICO CIVIL
Reg. CIP. 94914
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA



2.3. Sismicidad

A partir de las investigaciones de los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú, se presenta en el Anexo I, el mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú, el cual está basado en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades de sismos históricos recientes (Alva Hurtado et al 1984). De acuerdo a este mapa a la zona de estudio le corresponde una intensidad media mayor de VII en la Escala Mercalli Modificada.

Según el mapa de zonificación sísmica (Anexo I Mapas), y de acuerdo a la Norma Sismo - Resistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, a la zona de estudio le corresponde una sismicidad de zona 3.

Para la zona en estudio según el Reglamento Nacional de Edificaciones y de las características geotécnicas de la zona se tiene los siguientes factores geotécnicos para diseño sismo resistente que se indican en la siguiente Tabla:

Tabla 1. Sismicidad

DESCRIPCION		VALORES
Factores de zona	Zona 3	Z=0.35 g
Perfil tipo de suelo	Suelos Intermedios S2	S=1.15
	Periodo que define la plataforma del factor de amplificación sísmica	TP=0.60seg
	Periodo que define el inicio de la zona del factor de amplificación sísmica	TL=2.00seg

3. INVESTIGACIÓN GEOTECNICAS

La investigación se ha efectuado de acuerdo a la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones, del Reglamento Nacional de Edificaciones. Los trabajos efectuados sirven para determinar las características físicas y mecánicas del suelo, así como su estructura actual y comportamiento ante cargas externas.

3.1. Calicatas de exploración

Se realizó la excavación de 02 calicatas a cielo abierto, por lo cual se pudo apreciar directamente el perfil estratigráfico de la zona, de tal manera se pudo cubrir el área de influencia del posible emplazamiento de la cimentación de las estructuras a proyectar.

Extrayéndose muestras en cantidad suficiente que nos ha permitido inferir características del sub suelo.

Los suelos en la zona de estudio son depósitos aluvio - fluviales conformados en su gran mayoría por materiales granulares de cementación baja y cohesión nula.



Se ha encontrado al terreno húmedo con presencia visible de agua debido a la cercanía al cauce del río, cabe mencionar que vista a campo, excavaciones, extracción y transporte de muestras al laboratorio fueron a cargo de los solicitantes. El registro de los Sondajes se presenta en el Anexo II.

Tabla 2. Registro de Sondajes

EXPLORACION	ESTRATO/ MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR	TIPO DE SUELO
C-01	E1/M1	0.00 - 1.00	1.00	GRAVA MAL GRADUADA CON LIMO Y ARENA
C-02	E1/M1	0.00 - 1.00	1.00	GRAVA BIEN GRADUADA CON ARENA

3.2. Toma de Muestras en Campo

De la excavación se extrajo muestras de los estratos más desfavorables, según la inspección visual realizada en campo, se obtuvo muestras alteradas de las calicatas para los ensayos estándares y especiales las cuales fueron remoldeadas en laboratorio para simular las condiciones de campo, así como muestras para el contenido de humedad en recipientes herméticamente cerrados.

La densidad aparente de los sedimentos, se obtuvo tomando en cuenta la porosidad y la humedad de las muestras tal como se encontraron en el lecho del río.

Tabla 3. Densidad aparente de los sedimentos (in situ) del río Caracha

Muestra	Peso in situ (kg)	Volumen in situ (m ³)	Peso seco (kg)	Densidad aparente (kg/m ³)	Densidad aparente promedio - ρ_a (kg/m ³)	Muestra final
M-01	5.35	0.00245	3.95	1612.24	1514.89	M-T
M-02	4.75	0.0024	3.35	1395.83		
M-03	3.65	0.00205	3.15	1536.59		

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

4.1. Ensayos Estándares

Se efectuaron los siguientes ensayos estándar de Laboratorio, para la clasificación de suelos y determinar las propiedades físicas, siguiendo las Normas establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM) de los Estados Unidos de Norte América.

- Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D-422)
- Límites de Consistencia de Atterberg (ASTM D-4318)
- Ensayo de Clasificación de Suelos (ASTM D-2487)
- Contenido de Humedad (ASTM D-2216)

INGEORQ S.A.C
Carlos Alberto Rimachi Chipana
GERENTE GENERAL

RICARDO ALVARADO POMA
Ing. QUÍMICO CIVIL
Reg. CIP. 94914
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

En el cuadro siguiente se presenta el resumen de los resultados obtenidos en los ensayos estándar:



Tabla 4. Cantidad de Gravas, Arenas y Finos

CALICATA	ESTRATO	% GRAVA	% ARENA	% FINOS	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	Cu	Ce	D ₅₀ (mm)	D ₆₅ (mm)	D ₇₅ (mm)	D ₉₀ (mm)
:C-01 (LADO DERECHO)	: E-01	55.04	34.43	10.54	0.071	1.780	11.205	157.43	3.97	6.577	14.152	20.366	34.896
:C-02 (LADO IZQUIERDO)	: E-01	54.43	37.94	7.63	0.235	1.795	9.490	40.39	7.63	6.026	11.246	15.293	24.063
:M-T (RÍO SEDIMENTOS)	: E-01	60.70	31.56	7.74	0.230	2.012	10.740	46.72	1.64	7.962	11.866	15.448	24.171

Tabla 5. Nombre de la Muestra según AASTHO, SUCS y cantidad de LL, LP, IP y Humedad

CALICATA	ESTRATO	LL %	LP %	IP %	AASTHO	SUCS	Nombre de Grupo (ASTM 2000) D-2487
:C-01 (LADO DERECHO)	: E-01	NP	NP	NP	A-1-a (0)	GP-GM	GRAVA MAL GRADUADA CON LIMO Y ARENA
:C-02 (LADO IZQUIERDO)	: E-01	NP	NP	NP	A-1-a (0)	GW-GM	GRAVA BIEN GRADUADA CON LIMO Y ARENA
:M-T (RÍO SEDIMENTOS)	: E-01	35.2	29.54	5.66	A-1-a (0)	GW-GM	GRAVA BIEN GRADUADA CON LIMO Y ARENA

4.2. Ensayos Especiales

Los ensayos especiales ejecutados son:

➤ Corte Directo ASTM D-3080

De acuerdo con ensayo de corte directo se pudo obtener los coeficientes geotécnicos que representan el criterio de rotura de Mohr Coulomb como son la Cohesión efectiva del suelo (C') y el ángulo de fricción efectiva del suelo (Φ°).

Los resultados se muestran en el cuadro siguiente:

Tabla 6. Cohesión y ángulo de fricción interna

Calicata y muestra	Cohesión (C' kg/cm ²)	Angulo de fricción efectiva Φ°
C-01 (MARGEN DERECHO) (M1/E1)	0.00	31.00°
C-02 (MARGEN IZQUIERDO) (M1/E1)	0.00	30.20°
M-T (RÍO SEDIMENTOS)	0.00	30.10°

5. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Basándose en las exploraciones de campo, los resultados de los ensayos de laboratorio y la información revisada se ha definido el siguiente perfil estratigráfico del área de estudio:

**INGEORQ S.A.C**
Carlos Alberto Rimachi Chipana
GERENTE GENERAL


RICARDO ALVARADO POMA
Ing. QUÍMICO CIVIL
Reg. CIP. 94914
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA



Hacia la Calicata C-01

Escala (m)	Profundidad (m)	Longitud Tramo (m)	SÍMBOLO GRÁFICO	Muestra Clasific. SUCS
0.20 0.40 0.60 0.80 1.00	1.00	1.00		M-1/E-1 GP-GM A-1-a (0)

De 0.00m a 1.00m, depósitos aluviales, terreno de color gris claro, conformados por una Grava Mal Graduada con Limo y Arena que se clasifica en el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS como un GP-GM y el sistema de Clasificación del AASHTO como un A-1-a (0), presenta bastante Grava (55.04%), mucha arena (34.43%) y pequeña cantidad de finos (10.54%), la fracción que pasa la malla N° 40 es de plasticidad nula (no presenta limite líquido, no presenta Índice plástico; lo que indica que la fracción fina está exenta de arcilla), húmedo, con una cementación y cohesión nula, la compacidad en el momento de auscultación es casi firme ($LP < w$), el terreno se podría considerar de estructura homogénea, tiene una resistencia a la excavación manual baja cuando está húmedo, de talud vertical con un grado de estabilidad de paredes estable.

Hacia la Calicata C-02

Escala (m)	Profundidad (m)	Longitud Tramo (m)	SÍMBOLO GRÁFICO	Muestra Clasific. SUCS
0.20 0.40 0.60 0.80 1.00	1.00	1.00		M-1/E-1 GW-GM A-1-a (0)

De 0.00m a 1.00m, depósitos aluviales, terreno de color gris claro, conformados por una Grava bien Graduada con Limo y Arena que se clasifica en el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS como un GW-GM y el sistema de Clasificación del AASHTO como un A-1-a (0), presenta bastante Grava (54.43%), mucha cantidad de arena (37.94%) y poca cantidad de finos (7.63%), la fracción que pasa la malla N° 40 es de plasticidad nula (no presenta limite líquido, no presenta Índice plástico; lo que indica que la fracción fina está exenta de arcilla), húmedo, con una cementación y cohesión nula, la compacidad en el momento de auscultación es casi firme ($LP < w$), el terreno se podría considerar de estructura homogénea, tiene una resistencia a la excavación manual baja cuando está húmedo, de talud vertical con un grado de estabilidad de paredes estable.



6. ANÁLISIS DE LA INFORMACION PARA FINES DE CIMENTACION

6.1. Análisis de datos, estrato de cimentación y profundidad de cimentación

Es necesario conocer la estructura del estado inicial del suelo, donde se apoyará la estructura, para poder comprender como será su comportamiento y estructura ante las diferentes sollicitaciones externas antrópicas y geológicas a la que estará sometida.

Los suelos de cimentación en la zona de estudio son de permeabilidad baja, por lo que para el análisis de la capacidad de carga frente al hundimiento se tendrá en cuenta las condiciones drenadas, se menciona que el análisis de los parámetros efectivos se hizo del estrato más desfavorable encontrados en las calicatas de exploración, siendo los valores de resistencia al corte de:

Tabla 7. Cohesión y ángulo de fricción interna para el diseño de defensas ribereñas

Calicata	Cohesión (C' kg/cm ²)	Angulo de fricción efectiva Φ' °
C-01 (MARGEN DERECHO) (M1/E1)	0.00	31.00°
C-02 (MARGEN IZQUIERDO) (M1/E1)	0.00	30.20°

La profundidad de la cimentación recomendada será de 0.80m. Esta profundidad deberá ser corroborado con los resultados de las alturas de socavación esperadas en las zonas de trabajo lo cual es analizado en el estudio hidrológico, esto quiere decir que la profundidad de cimentación será medida por debajo del nivel máximo de socavación.

6.1. Análisis de datos, muestra de sedimentación

Es necesario conocer la erosión y sedimentación del suelo, donde se apoyará la estructura, para poder comprender como será su comportamiento ante las diferentes sollicitaciones externas antrópicas y geológicas a la que estará sometida.

Para la obtención de la densidad relativa de la muestra o peso específico para el análisis de sedimentación se hizo son tomadas en campo de lugares más desfavorables (sedimentos a orillas del río), siendo el valor de densidad relativa de:

Tabla 8. Densidad relativa o peso específico de sedimentos (kg/m³) del río Caracha

Muestra	Peso de la muestra seca- W_s (kgf)	Volumen inicial- V_i (m ³)	Volumen final- V_f (m ³)	Peso específico- γ_s (kgf/m ³)	Peso específico promedio- γ_{prom} (kgf/m ³)	Muestra final
M-01	0.52	0.0005	0.00072	2363.64	2555.56	M-T
M-02	0.58	0.0005	0.00072	2636.36		
M-03	0.56	0.0005	0.00071	2666.67		



Los suelos en la zona de estudio son de permeabilidad baja, por lo que para el análisis de sedimentación se hizo de la mezcla de las muestras tomadas en campo, siendo el valor de resistencia al corte de:

Tabla 9. Cohesión y ángulo de fricción interna para la determinación de transporte de sedimentos

Muestra	Cohesión (C' kg/cm ²)	Angulo de fricción efectiva Φ'°
M-T (RÍO SEDIMENTOS)	0.00	30.10°

Los parámetros de sedimentación como es el caso de D_{50} se presentan en el Anexo III.

Tabla 10. Parámetros de Sedimentos

Descripción	Valores
$D_{50} =$	0.008 m
porosidad $n =$	0.41
Ángulo de Fricción Interna $\Phi =$	$30.10^{\circ} = 0.53$ rad
Densidad Relativa $\rho_r =$	2.56

6.3. Cálculo de la Capacidad de carga admisible frente al hundimiento de la cimentación

Se ha determinado la capacidad admisible de carga del terreno basándose en las características de resistencia del subsuelo.

Para el presente estudio haremos los cálculos de capacidad de carga admisible por la fórmula de Vesic, teniendo en cuenta la compresibilidad del suelo, comparándolo con la fórmula de Terzaghi.

Las hojas de cálculo se presentan en el Anexo IV, del presente informe.

$q_{adtrab} = 1.57$ kg/cm² Para C-01 (Margen Derecho)

$q_{adtrab} = 1.38$ kg/cm² Para C-02 (Margen Izquierdo)

6.4. Análisis de Asentamientos de la cimentación

De manera instantánea al aplicar la carga se produce un cierto asentamiento (S_i), después del asentamiento instantáneo se produce la disipación de los excesos de presión intersticial generados, es decir el asiento de consolidación primaria (S_c), por ultimo algunos suelos pueden seguir asentando después de que todo el exceso de presión intersticial se ha disipado. Este asentamiento se produce a tensión efectiva constante y corresponde por lo tanto a un proceso de fluencia denominándose asentamiento por consolidación secundaria (S_s).

Por lo tanto, el asentamiento total (S_t) será la suma del asentamiento instantáneo, de consolidación primaria y de consolidación secundaria $S_t = S_i + S_c + S_s$.



Obviamente en los suelos de alta permeabilidad (granulares) y en los parcialmente saturados el asentamiento debido a la carga se produce de manera prácticamente simultánea a la aplicación de esta por lo que S_i y S_c no llegan a diferenciarse. (Vallejo 2004).

Como el suelo de fundación del estudio se encuentra en una condición semi saturado y por presentar suelos básicamente granulares podríamos adoptar el criterio de calcular los asentamientos totales con la formula elástica.

Se ha adoptado el criterio de limitar el asentamiento total de la cimentación a un cierto valor para que los asentamientos diferenciales sean tolerables por la estructura, definiendo una carga admisible de trabajo a la menor de las cargas admisibles ya sea por resistencia al corte o por asentamiento.

Las hojas de cálculo se presentan en el Anexo IV, del presente informe.

$S_e = 2.49$ cm para C-01 (Margen Derecho)

$S_e = 2.20$ cm para C-02 (Margen Izquierdo)


INGEORQ S.A.C
Carlos Alberto Rimachi Chipana
GERENTE GENERAL


RICARDO ALVARADO POMA
Ing. QUÍMICO CIVIL
Reg. CIP. 94914
ESPECIALISTA EN INGENIERIA GEOTECNIA

INGEORQ
INGENIERIA, GEOTECNIA Y ARQUITECTURA



7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

1. La cimentación de las estructuras a proyectar será dimensionada de tal forma que apliquen al terreno una carga teniendo en cuenta una Capacidad de Carga admisible de trabajo no mayor de:
 $q_{adtrab} = 1.57 \text{ kg/cm}^2$ Para C-01 (Margen Derecho)
 $q_{adtrab} = 1.38 \text{ kg/cm}^2$ Para C-02 (Margen Izquierdo)

con un asentamiento máximo menor de $St = 1''$.

Para las zonas de estudio la profundidad de cimentación recomendada será de 0.80m como mínimo, por debajo del nivel de socavación máximo obtenido del estudio hidrológico.

2. Los Parámetros Geotécnicos recomendados para el análisis sísmico son.

DESCRIPCION		VALORES
Factores de zona	Zona 3	$Z=0.35 \text{ g}$
Perfil tipo de suelo	Suelos Intermedios S2	$S=1.15$
	Periodo que define la plataforma del factor de amplificación sísmica	$TP=0.60\text{seg}$
	Periodo que define el inicio de la zona del factor de amplificación sísmica	$TL=2.00\text{seg}$

3. Se usará material de filtro donde se crea conveniente para lo cual se podrá usar los Husos Granulométricos analizados en los anexos de análisis según el suelo existente y a proteger.
4. Las conclusiones y recomendaciones incluidas en este informe, así como la descripción generalizada del perfil del suelo que presenta, están basados en el programa de exploración de campo descrito en la sección respectiva. De acuerdo a la práctica usual de la Ingeniería de Suelos, dicho programa se considera adecuado, para el terreno estudiado, su extensión y el tipo de estructura de la que se trata.

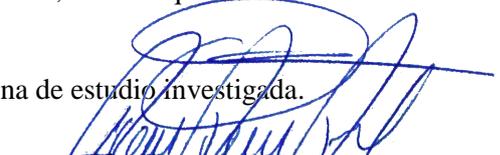
Sin embargo, por la naturaleza misma de los suelos encontrados, en los que siendo necesario generalizar la información obtenida en algunos sondeos a toda el área del proyecto, no siempre es posible tener seguridad total acerca de la información obtenida.

Por lo tanto, se recomienda que en el caso poco probable que durante la construcción se observan suelos con características diferentes a las indicadas en este informe, se notifique de inmediato al Consultor para efectuar las correcciones necesarias.

Los resultados del presente estudio, solo son válidos para la zona de estudio investigada.

**INGEORQ S.A.C**

Carlos Alberto Rimachi Chipana
GERENTE GENERAL


RICARDO ALVARADO POMA
Ing. QUÍMICO CIVIL
Reg. CIP. 94914
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA



8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Alva Hurtado J.E. (2012), "Diseño de Cimentaciones" - 2da Edición, ICG Lima.
2. Alva Hurtado J., Meneses J. y Guzmán V. (1984), "Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú".
3. Lambe T.W. y Whitman R.V. (1969), "Soil Mechanics", John Wiley, New York.
4. Terzaghi K. y Peck R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.
5. Norma de Suelos y Cimentaciones E-050, Reglamento Nacional de Edificaciones.
6. Norma Sismo - Resistente E-030, Reglamento Nacional de Edificaciones.
7. Braja M. Das (2006) "Principios de Ingeniería de Cimentaciones".


INGEORQ S.A.C
Carlos Alberto Rimachi Chipana
GERENTE GENERAL

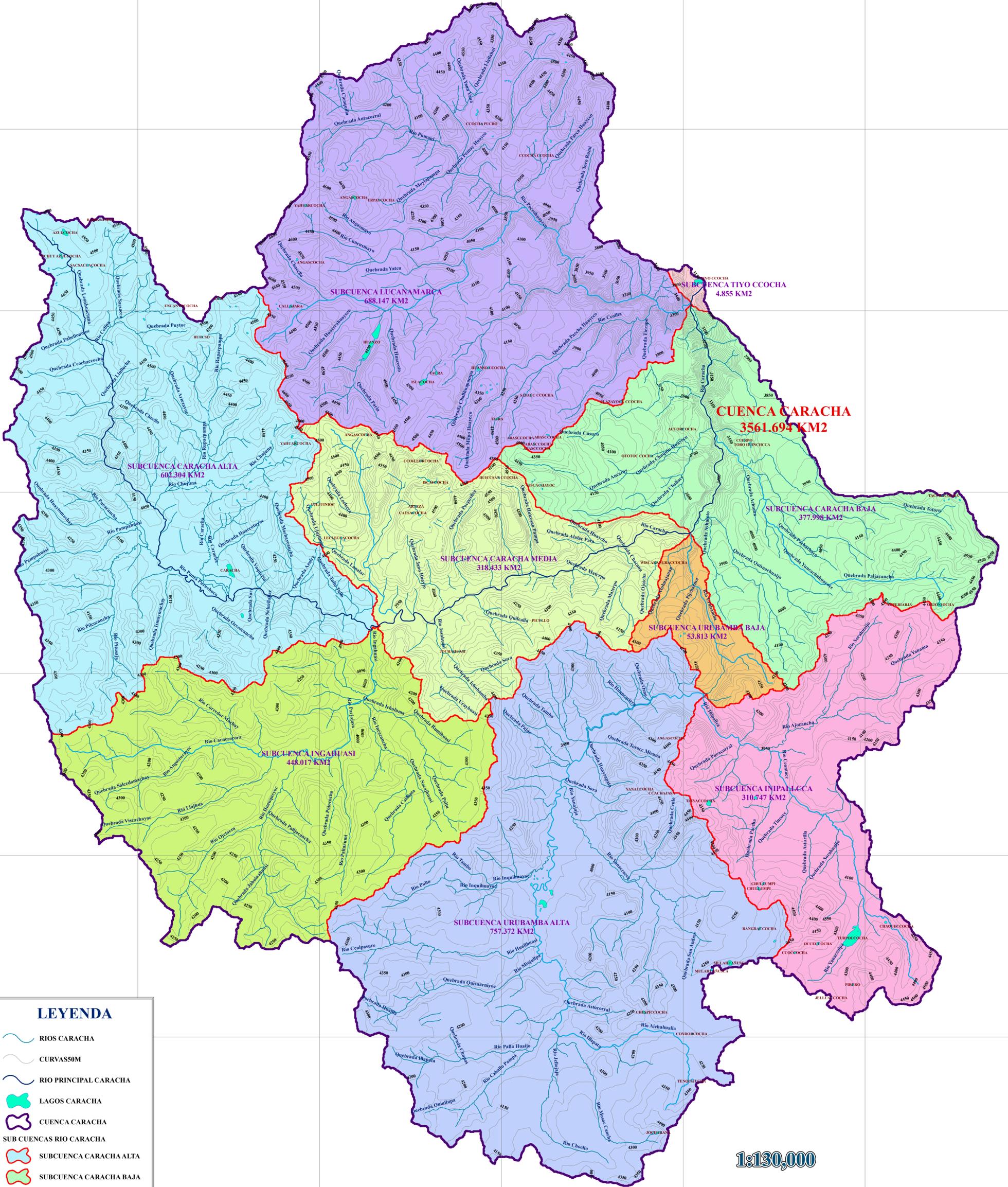

RICARDO ALVARADO POMA
Ing. QUÍMICO CIVIL
Reg. CIP. 94914
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

INGEORQ
INGENIERIA, GEOTECNIA Y ARQUITECTURA



ANEXO 7
PLANOS

MAPA HIDROGRÁFICA DE LA CUENCA CARACHA



LEYENDA

- RIOS CARACHA
- CURVAS 50M
- RIO PRINCIPAL CARACHA
- LAGOS CARACHA
- CUENCA CARACHA
- SUB CUENCAS RIO CARACHA**
- SUBCUENCA CARACHA ALTA
- SUBCUENCA CARACHA BAJA
- SUBCUENCA CARACHA MEDIA
- SUBCUENCA INGAHUASI
- SUBCUENCA INIPALCCA
- SUBCUENCA LUCANAMARCA
- SUBCUENCA TIYO CCOCHA
- SUBCUENCA URUBAMBA ALTA
- SUBCUENCA URUBAMBA BAJA

1:130,000



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

TÍTULO DE TESIS:
 DEFENSAS RIBERENAS CONTRA INUNDACIONES DEL RÍO CARACHA EN SAN MARTÍN DE TIOPAMPA, SANTIAGO DE LUCANAMARCA, HUANCA SANCOS, AYACUCHO 2017

MAPA:
HIDROGRÁFICA DE LA CUENCA CARACHA

LUGAR: San Martín de Tiopampa
 DISTRITO: Santiago de Lucanamarca
 PROVINCIA: Huanca Sancos
 DEPARTAMENTO: Ayacucho

ASESOR DE TESIS:
 M.Sc. Juan Charapaqui A.

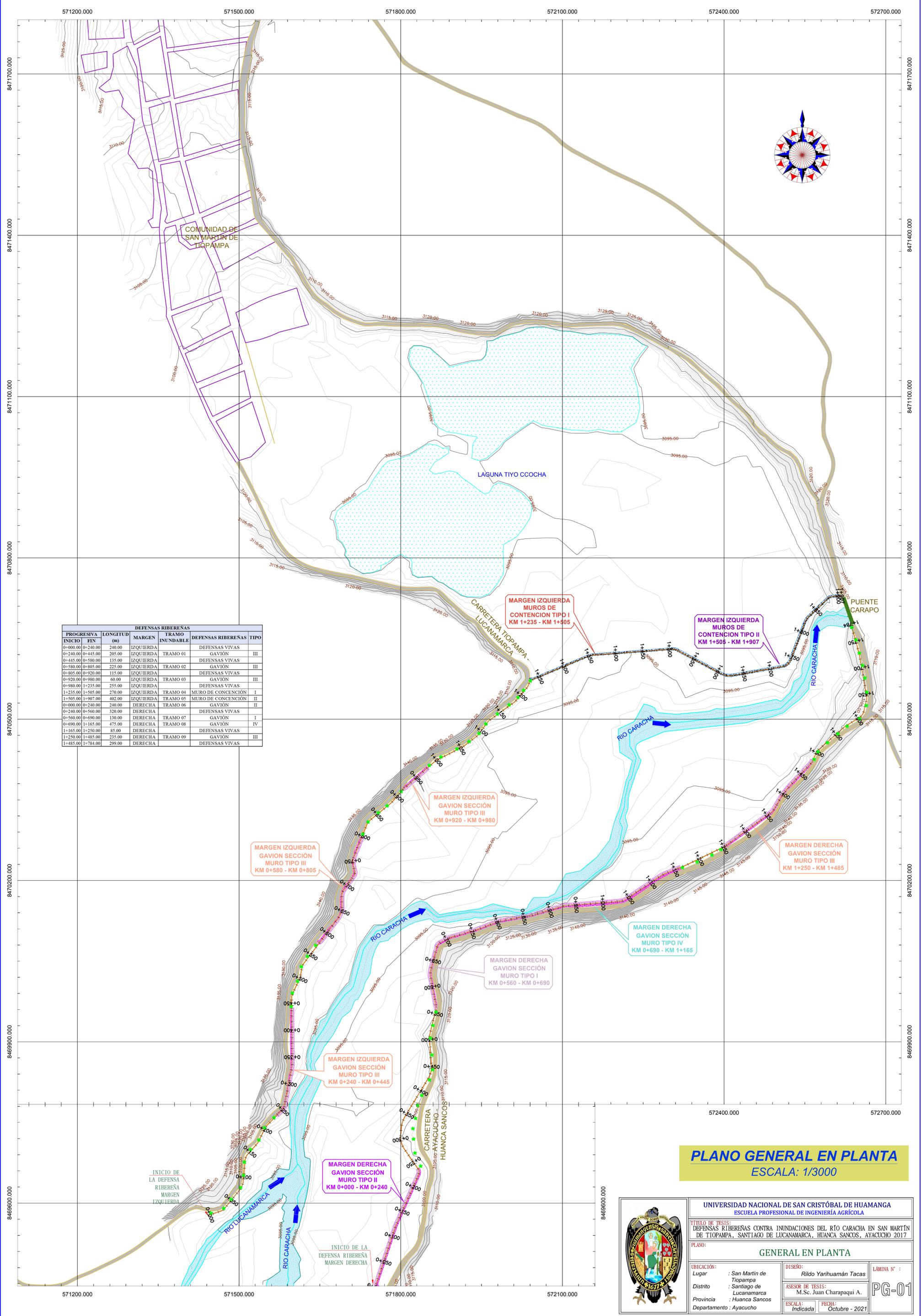
ESCALA:
 Indicada

FECHA:
 Octubre - 2021

LAMINA N°:
HC-01

8495000
8482000
8469000
8456000
8443000
8430000
8417000
8404000

8495000
8482000
8469000
8456000
8443000
8430000
8417000
8404000



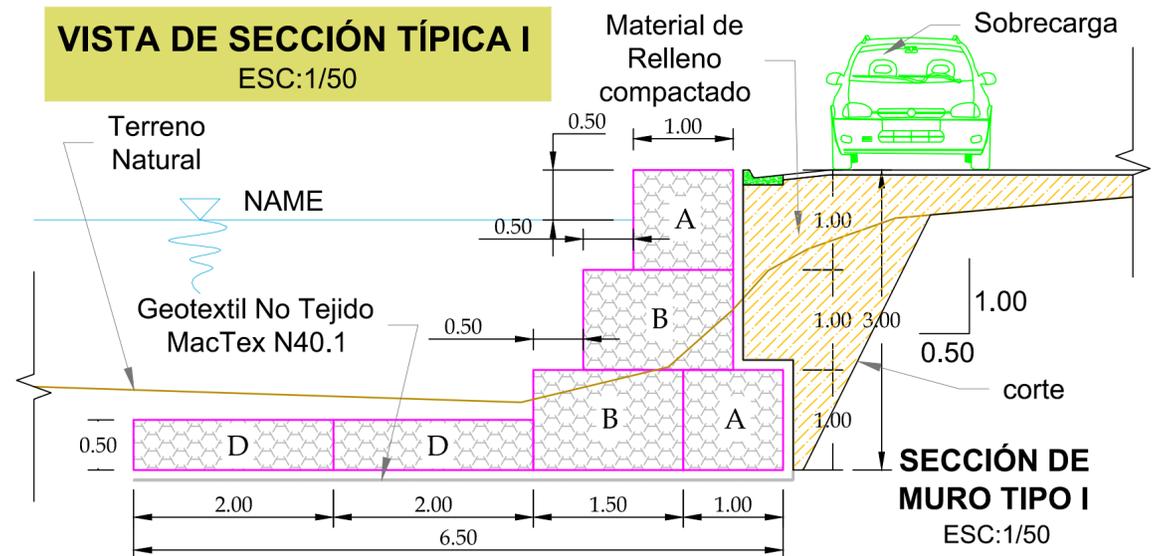
DEFENSAS RIBEREÑAS					
PROGRESIVA	LONGITUD (m)	MARGEN	TRAMO INUNDABLE	DEFENSAS RIBEREÑAS	TIPO
0+000.00	0+240.00	240.00	IZQUIERDA	DEFENSAS VIVAS	III
0+240.00	0+445.00	205.00	IZQUIERDA	TRAMO 01	GAVION
0+445.00	0+580.00	135.00	IZQUIERDA	DEFENSAS VIVAS	III
0+580.00	0+805.00	225.00	IZQUIERDA	TRAMO 02	GAVION
0+805.00	0+920.00	115.00	IZQUIERDA	DEFENSAS VIVAS	III
0+920.00	0+980.00	60.00	IZQUIERDA	TRAMO 03	GAVION
0+980.00	1+235.00	255.00	IZQUIERDA	DEFENSAS VIVAS	III
1+235.00	1+505.00	270.00	IZQUIERDA	TRAMO 04	MURO DE CONCENCIÓN I
1+505.00	1+907.00	402.00	IZQUIERDA	TRAMO 05	MURO DE CONCENCIÓN II
0+000.00	0+240.00	240.00	DERECHA	TRAMO 06	GAVION
0+240.00	0+560.00	320.00	DERECHA	DEFENSAS VIVAS	III
0+560.00	0+690.00	130.00	DERECHA	TRAMO 07	GAVION
0+690.00	1+165.00	475.00	DERECHA	TRAMO 08	GAVION
1+165.00	1+250.00	85.00	DERECHA	TRAMO 09	DEFENSAS VIVAS
1+250.00	1+485.00	235.00	DERECHA	DEFENSAS VIVAS	III
1+485.00	1+784.00	299.00	DERECHA	DEFENSAS VIVAS	III

PLANO GENERAL EN PLANTA
ESCALA: 1/3000



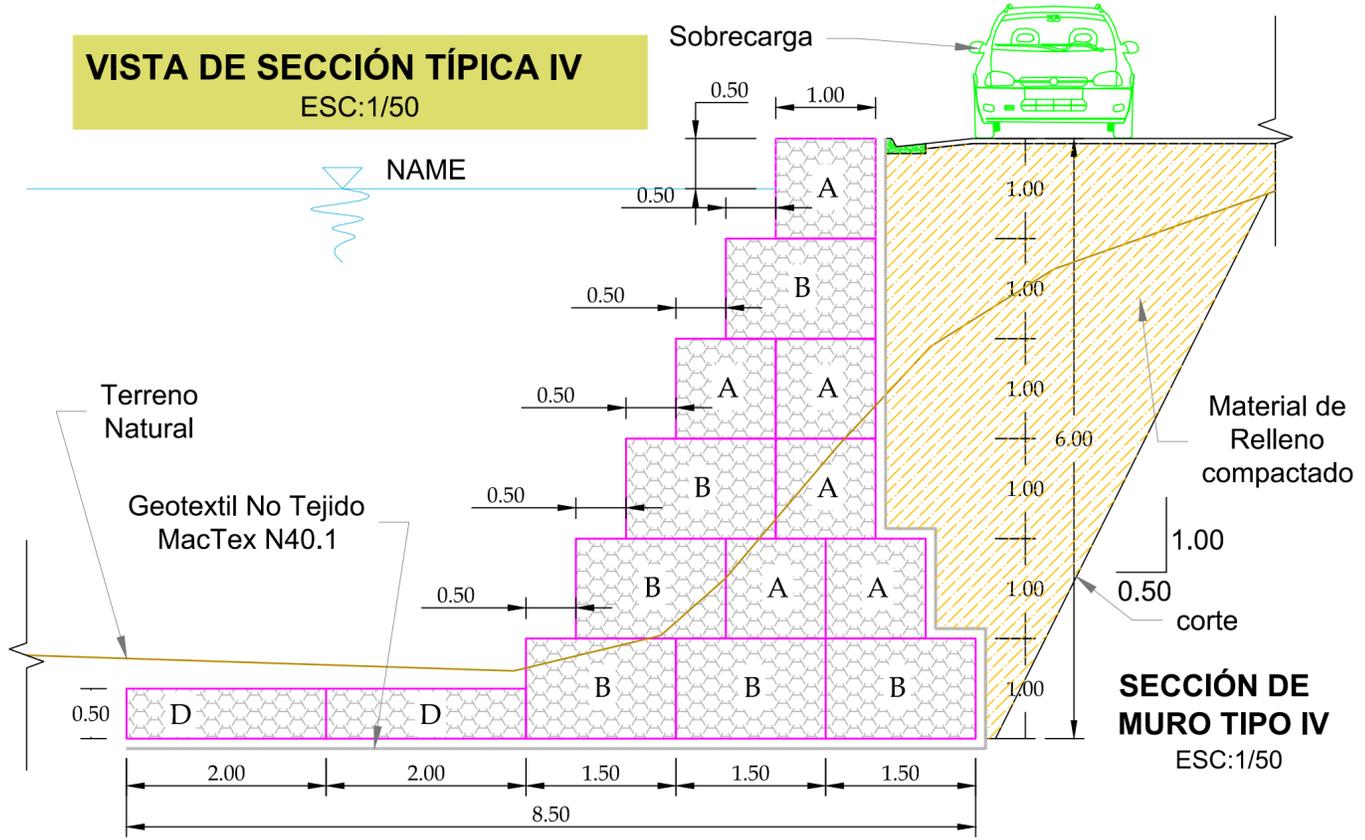
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA			
TÍTULO DE TESIS: DEFENSAS RIBEREÑAS CONTRA INUNDACIONES DEL RÍO CARACHA EN SAN MARTÍN DE TIOPAMPA, SANTIAGO DE LUCANAMARCA, HUANCA SANCOS, AYACUCHO 2017			
PLANO: GENERAL EN PLANTA			
UBICACIÓN:	Lugar : San Martín de Tiopampa	DISEÑO:	Rildo Yarihuamán Tacas
	Distrito : Santiago de Lucanamarca	ASESOR DE TESIS:	M.Sc. Juan Charapaqui A.
	Provincia : Huanca Sancos	ESCALA:	Indicada
	Departamento : Ayacucho	FECHA:	Octubre - 2021
			LAMINA N° : PG-01

VISTA DE SECCIÓN TÍPICA I
ESC:1/50



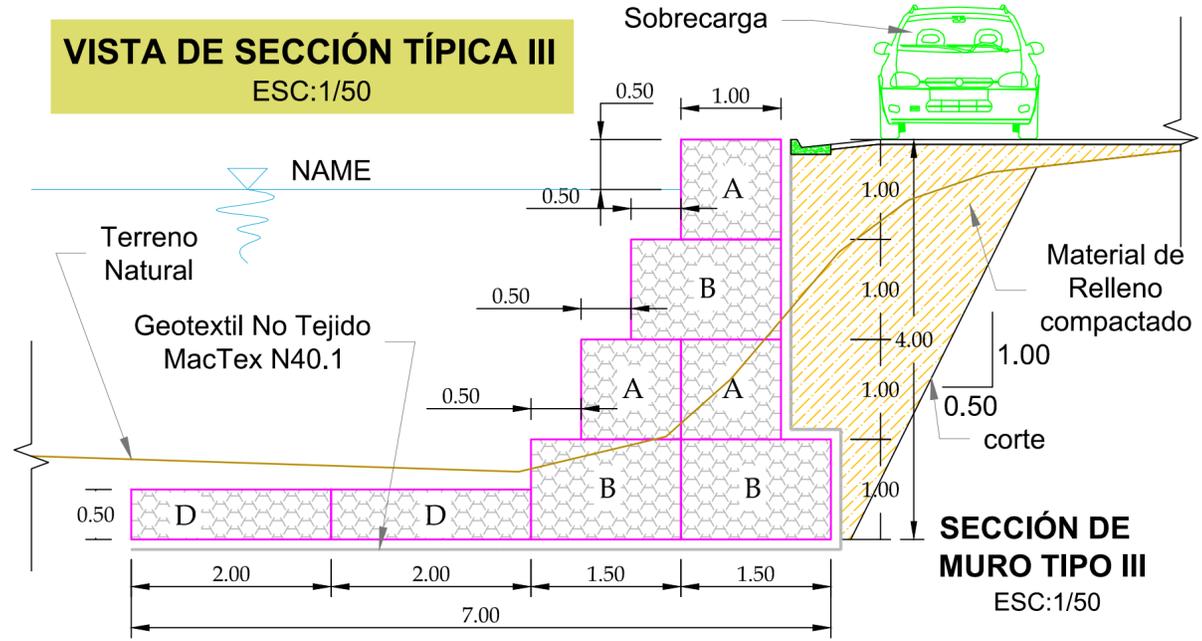
SECCIÓN DE MURO TIPO I
ESC:1/50

VISTA DE SECCIÓN TÍPICA IV
ESC:1/50



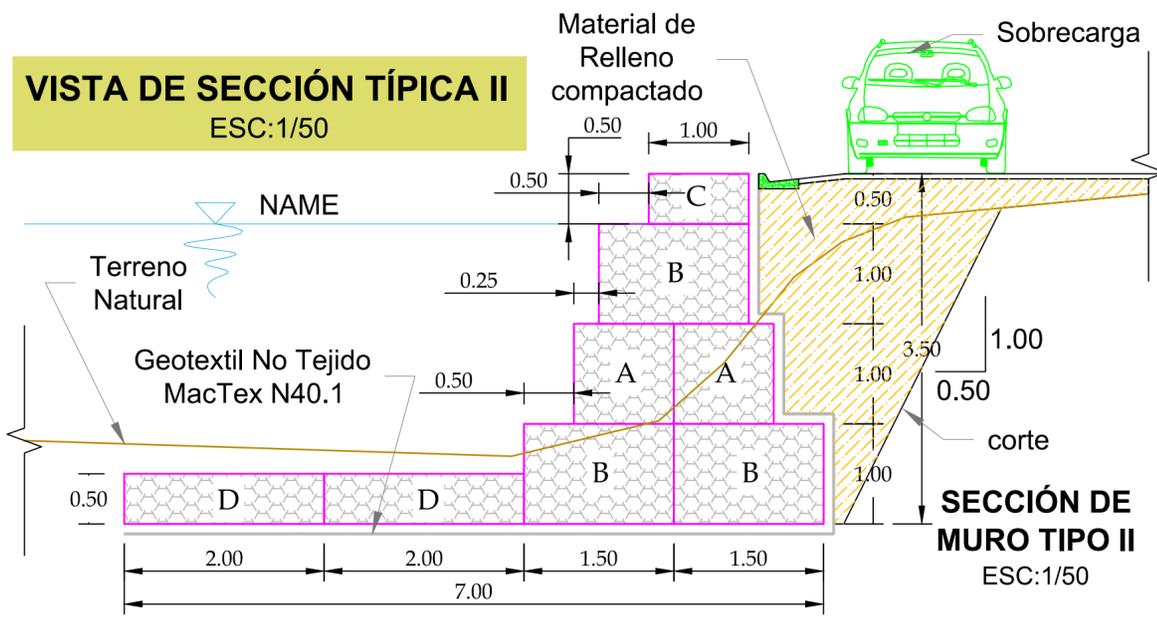
SECCIÓN DE MURO TIPO IV
ESC:1/50

VISTA DE SECCIÓN TÍPICA III
ESC:1/50



SECCIÓN DE MURO TIPO III
ESC:1/50

VISTA DE SECCIÓN TÍPICA II
ESC:1/50



SECCIÓN DE MURO TIPO II
ESC:1/50

DETALLE Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
ESC:S/E

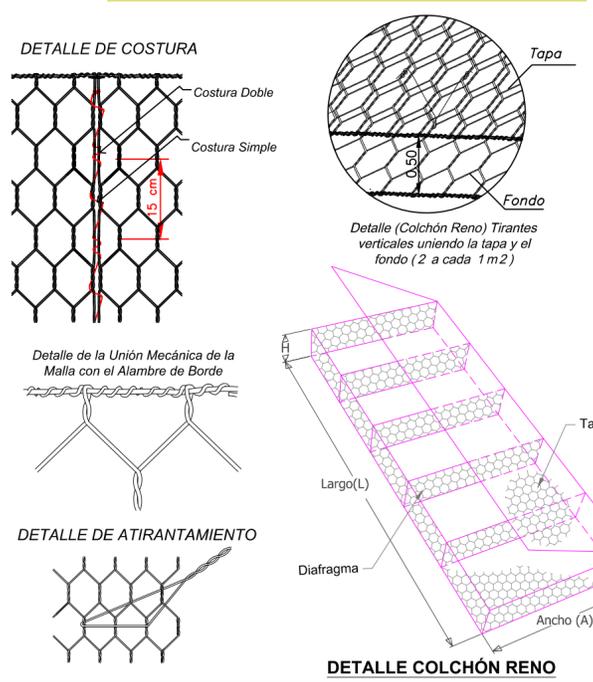


TABLA DE MEDIDAS STANDARD GAVIÓN CAYA Y COLCHON RENO

TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL(m3)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Φ 2.7 mm
Gavión Tipo B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Gavión Tipo C	5.0	1.0	0.5	2.50		
Gavión Tipo D	5.0	2.0	0.5	5.00		

DIÁMETRO DE LA PIEDRA: 6"@8"

Galfan(Zn-Al 5%-MM)+PVC

GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX N 40.1

Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la tracción	N	711
Elongación a la Tracción	N	>50
Resistencia al Punzamiento	N	400
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	289
Permeabilidad	cm/s	0.30
Permisibilidad	s ⁻¹	1.60
Tamaño de abertura aparente	mm	0.212

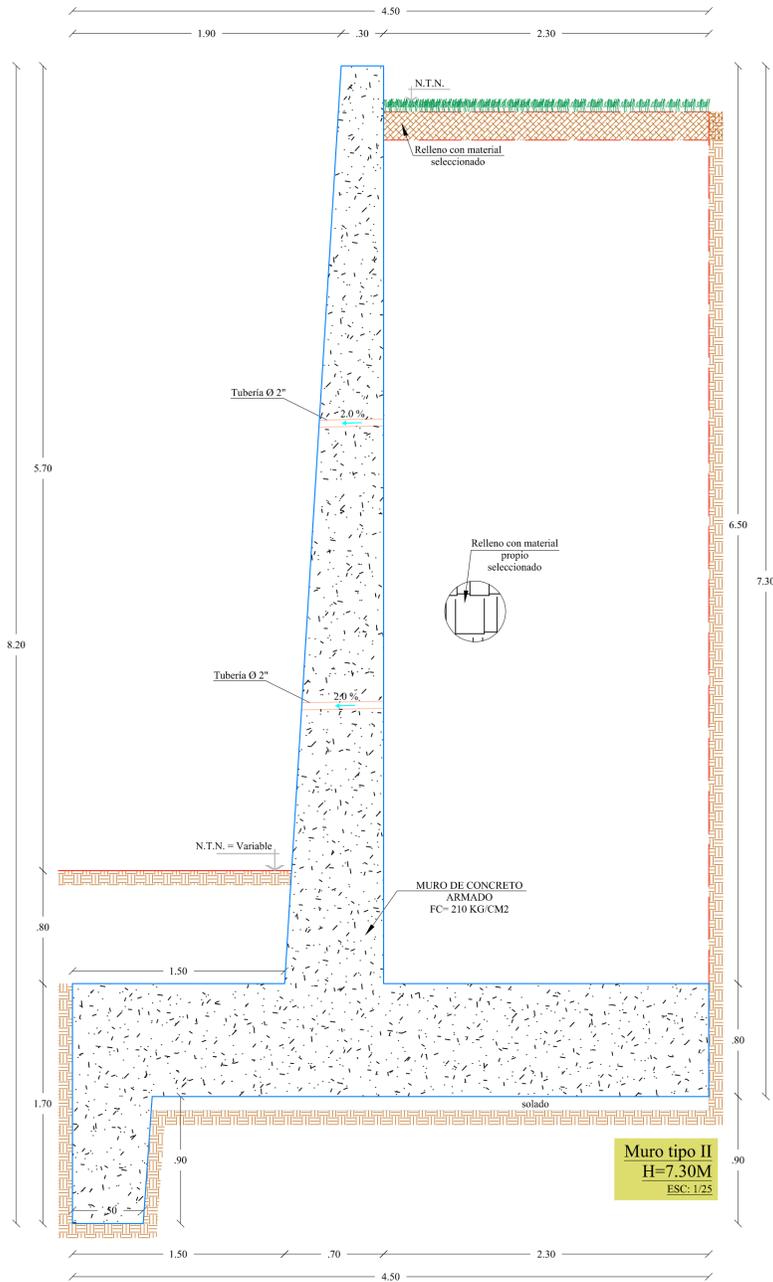


UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

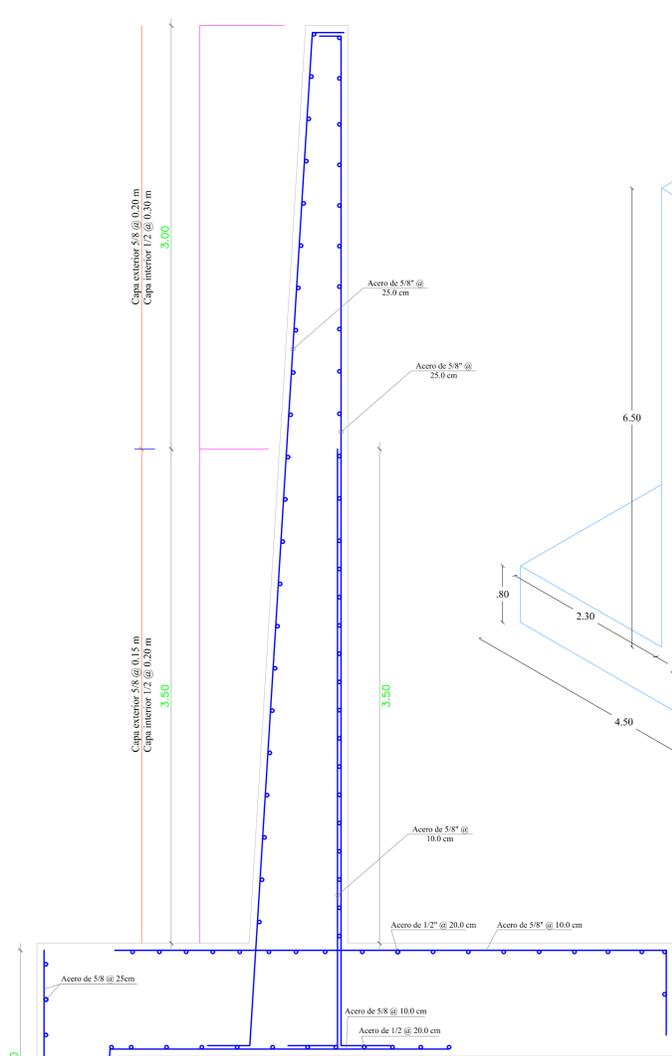
TÍTULO DE TESIS:
DEFENSAS RIBEREÑAS CONTRA INUNDACIONES DEL RÍO CARACHA EN SAN MARTÍN DE TIOPAMPA, SANTIAGO DE LUCANAMARCA, HUANCA SANCOS, AYACUCHO 2017

PLANO:
DETALLE DE GAVIONES SEGUN TIPOS

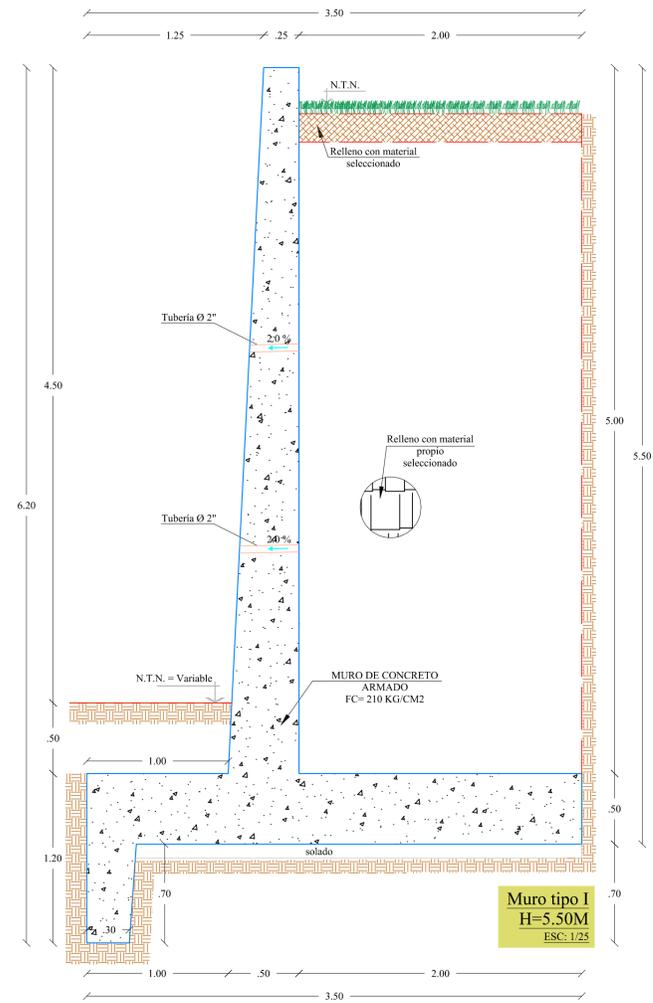
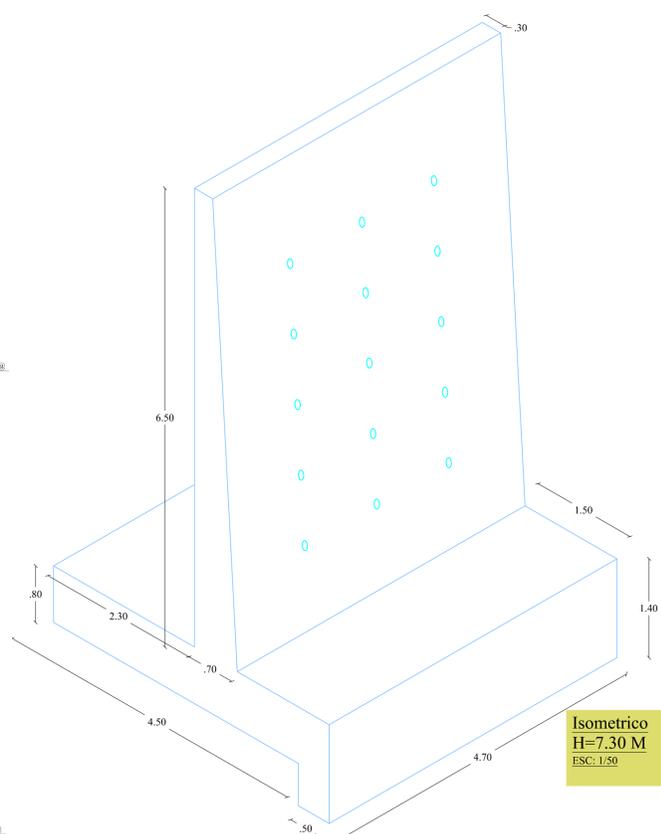
UBICACIÓN: Lugar : San Martín de Tiopampa Distrito : Santiago de Lucanamarca Provincia : Huanca Sancos Departamento : Ayacucho	DISEÑO: Rildo Yarihuamán Tacas	LÁMINA N° : G-01
ASESOR DE TESIS: M.Sc. Juan Charapaqui A.	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre - 2021



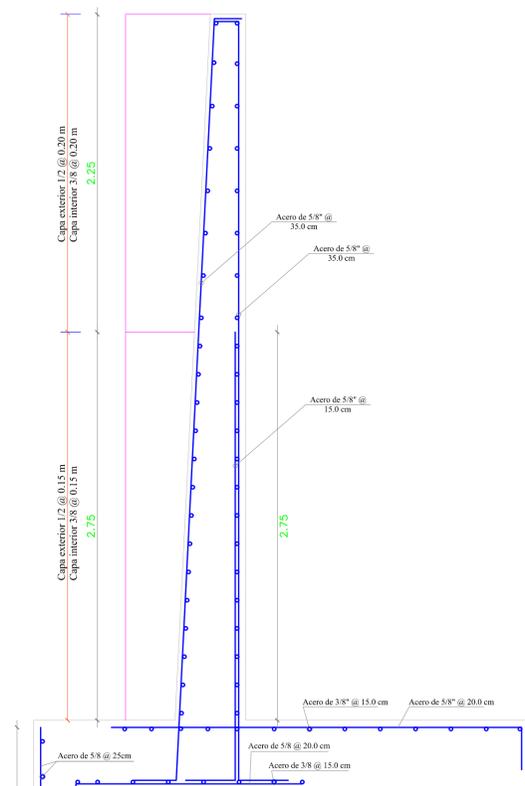
Muro tipo II
H=7.30M
ESC: 1/25



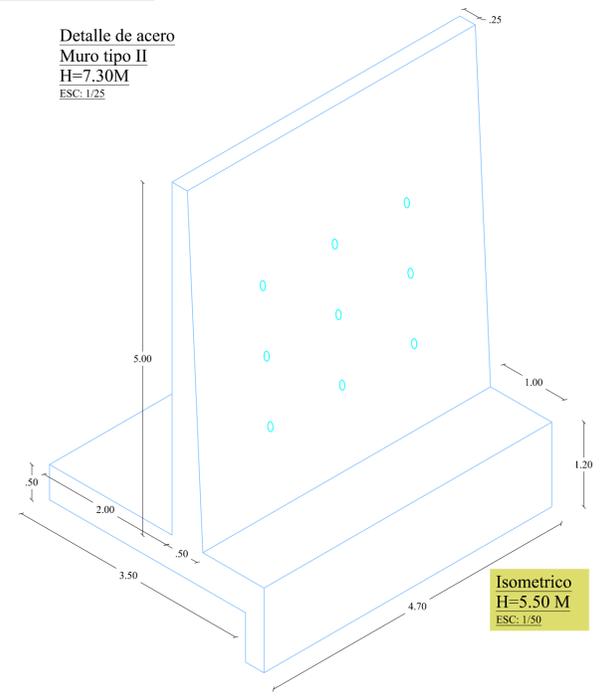
Detalle de acero
Muro tipo II
H=7.30M
ESC: 1/25



Muro tipo I
H=5.50M
ESC: 1/25



Detalle de acero
Muro tipo I
H=5.50M
ESC: 1/25



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS : ESTRUCTURAS

CONCRETO SIMPLE: (CEMENTO PORTLAND TIPO I)
EN SOLADO $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$, CEMENTO = HORMIGÓN 1:10+30% P.G.(4%)

CONCRETO ARMADO: (CEMENTO PORTLAND TIPO I)
ZAPATAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS
CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO DE GRADO 60 RESISTENCIA $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
COLUMNETAS Y VIGUETAS
CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO DE GRADO 60 RESISTENCIA $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

REQUISITOS LIBRES: (r)
ALIGERADO 2.0cm
COLUMNAS 4.0cm
VIGAS DE CIMENTACIÓN 5.0cm
VIGAS PERALTADAS 4.0cm
VIGAS CHATAS Y ESCALERA 2.5cm
ZAPATAS 10.0cm
SOLADO 10.0cm

EMPALMES Y DOBLES:
Vertical 1.5 cm
Horizontal $\text{máx. } 1.5 \text{ cm}$

JUNTA DE APAREJO
Vertical 1.5 cm
Horizontal $\text{máx. } 1.5 \text{ cm}$

CAPACIDAD PORTANTE
 $1-1.89 \text{ kg/cm}^2$ (Según el Instituto Nacional de Defensa Civil, Estudio de peligros sísmicos de Ayacucho)

PARAMETRO SISMO - RESISTENTE
A. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE
- PORTICOS DE CONCRETO ARMADO
B. PARAMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO
- FACTOR DE ZONA (ZONA 3) = 2.0-3.5
- FACTOR DE SUELO (TIPO S3) = 1.15
 $T_p = 0.605$
- FACTOR DE IMPORTANCIA : U=1.50

NORMAS DE DISEÑO (R.N.E.):
E-010, R.N.E. - 2014 MADERA
E-020, R.N.E. - 2006 CARGAS
E-030, R.N.E. - 2016 DISEÑO SISMO RESISTENTE
E-040, R.N.E. - 2006 VIDRIO
E-050, R.N.E. - 2018 SUELOS Y CIMENTACIONES
E-060, R.N.E. - 2006 CONCRETO ARMADO
E-070, R.N.E. - 2006 ALBAÑILERIA
E-090, R.N.E. - 2006 ESTRUCTURAS METÁLICAS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ZAPATA:
DISEÑO DE SOBRECARGA HL-93
CONCRETO: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ Grado 60
AGREGADO: T.M. = 1/2" PIEDRA CHANCADA
T.M. = 3/4" PIEDRA CHANCADA
CEMENTO PORTLAND TIPO I

RECUBRIMIENTO:
ZAPATAS : 5 cm. (En Encuentros)
PANTALLA : 4 cm. (En Encuentros)
TEMPERATURA : 3 cm. (En Encuentros)

PANTALLA
CONCRETO: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ Grado 60
AGREGADO: T.M. = 1/2" PIEDRA CHANCADA
T.M. = 3/4" PIEDRA CHANCADA
CEMENTO PORTLAND TIPO I

RECUBRIMIENTO:
PANTALLA : 3 cm. (Sin congestión de acero)

DESENCOFRADOS
MUROS DE CONCRETO 3 DIAS

MARGEN DERECHO
altura de zapata de cimentación d= Variable
Ancho de zapata de cimentación B= Variable
Angulo de fricción interna 31.00° (VERIFICAR EN TERRENO)
Capacidad Portante : 1.57 Kg/cm2 (VERIFICAR EN TERRENO)

MARGEN IZQUIERDO
altura de zapata de cimentación d= 1.60 m
Ancho de zapata de cimentación B= Variable
Angulo de fricción interna 30.20° (VERIFICAR EN TERRENO)
Capacidad Portante : 1.38 Kg/cm2 (VERIFICAR EN TERRENO)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

TÍTULO DE TESIS:
DEFENSAS RIBERENAS CONTRA INUNDACIONES DEL RÍO CARACHA EN SAN MARTÍN DE TIOPAMPA, SANTIAGO DE LUCANAMARCA, HUANCA SANCOS, AYACUCHO 2017

PLANO:
DETALLE DE ACERO EN MUROS DE MARGEN IZQUIERDO

UBICACIÓN:
Lugar : San Martín de Tiopampa
Distrito : Santiago de Lucanamarca
Provincia : Huanca Sancos
Departamento : Ayacucho

DISEÑO:
Rildo Yarihuamán Tacas

ASESOR DE TESIS:
M.Sc. Juan Charapaqui A.

ESCALA:
Indicada

FECHA:
Octubre - 2021

LÁMINA N°:
MC-01



UNSCH

FACULTAD DE CIENCIAS
AGRARIAS

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE TESIS

El presidente de la comisión de docentes instructores responsables de operativizar, verificar, garantizar y controlar la originalidad de los trabajos de tesis de la Facultad de Ciencias Agrarias, deja constancia que el trabajo de tesis titulado;

“Defensas ribereñas contra inundaciones del río Caracha en San Martín de Tiopampa, Santiago de Lucanamarca, Huanca Sancos, Ayacucho 2017”

Autor : Rildo Yarihuaman Tacas

Asesor : Juan Charapaqui Ancasi

Ha sido sometido al análisis del sistema antiplagio TURNITIN concluyendo que presenta un porcentaje de 23 % de similitud.

Por lo que, de acuerdo al porcentaje establecido en el Artículo 13 del Reglamento de originalidad de trabajos de investigación de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, es procedente otorgar la Constancia de Originalidad.

Ayacucho, 06 de noviembre de 2021

Ing. WALTER AUGUSTO MATEU MATEO
Presidente de comisión

Defensas ribereñas contra inundaciones del río Caracha en San Martín de Tiopampa, Santiago de Lucanamarca, Huanca Sancos, Ayacucho 2017

por Rildo Yarihuamán Tacas

Fecha de entrega: 04-nov-2021 08:07a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 1692897160

Nombre del archivo: TESIS_RILDO_YARIHUAM_N_TACAS_1.pdf (23.84M)

Total de palabras: 73126

Total de caracteres: 371424

Defensas ribereñas contra inundaciones del río Caracha en San Martín de Tiopampa, Santiago de Lucanamarca, Huanca Sancos, Ayacucho 2017

INFORME DE ORIGINALIDAD

23%

INDICE DE SIMILITUD

23%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

11%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	2%
2	repositorio.unsch.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	repositorio.unasam.edu.pe Fuente de Internet	2%
4	docplayer.es Fuente de Internet	2%
5	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	pt.scribd.com Fuente de Internet	1%
7	idoc.pub Fuente de Internet	1%
8	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	1%
9	Submitted to Universidad San Ignacio de Loyola Trabajo del estudiante	1%

10	www.scribd.com Fuente de Internet	1 %
11	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1 %
12	rdu.unc.edu.ar Fuente de Internet	1 %
13	www.met.igp.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
14	www.yumpu.com Fuente de Internet	<1 %
15	studylib.es Fuente de Internet	<1 %
16	Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru Trabajo del estudiante	<1 %
17	ri.ues.edu.sv Fuente de Internet	<1 %
18	scielo.sld.cu Fuente de Internet	<1 %
19	www.coursehero.com Fuente de Internet	<1 %
20	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	<1 %
21	Submitted to Universidad Católica de Santa María	<1 %

22 www.slideshare.net <1 %
Fuente de Internet

23 hdl.handle.net <1 %
Fuente de Internet

24 livrosdeamor.com.br <1 %
Fuente de Internet

25 repositorio.lamolina.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

26 www.geasig.com <1 %
Fuente de Internet

27 repositorio.upao.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

28 repositorio.uncp.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

29 pirhua.udep.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

30 hebmerma.com <1 %
Fuente de Internet

31 core.ac.uk <1 %
Fuente de Internet

32 repositorio.unj.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

33 creativecommons.org <1 %
Fuente de Internet

34	Fuente de Internet	<1 %
35	casmiasac.blogspot.com Fuente de Internet	<1 %
36	vsip.info Fuente de Internet	<1 %
37	documents.mx Fuente de Internet	<1 %
38	bibing.us.es Fuente de Internet	<1 %
39	Submitted to Universidad Ricardo Palma Trabajo del estudiante	<1 %
40	repositorio.uandina.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
41	biblioteca.unitecnologica.edu.co Fuente de Internet	<1 %
42	fr.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
43	repositorio.upct.es Fuente de Internet	<1 %
44	dspace.uah.es Fuente de Internet	<1 %
45	dokumen.tips Fuente de Internet	<1 %
46	repository.officiele-overheidspublicaties.nl:443	<1 %

47 dspace.ucuenca.edu.ec <1 %
Fuente de Internet

48 es.scribd.com <1 %
Fuente de Internet

49 pt.slideshare.net <1 %
Fuente de Internet

50 repositorio.upagu.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

51 tesis.usat.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

52 itzamna.bnct.ipn.mx <1 %
Fuente de Internet

53 repositorio.unsm.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

54 scielo.conicyt.cl <1 %
Fuente de Internet

55 repositorio.utea.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

56 www.repositorioacademico.usmp.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

57 www.libertyseguros.pt <1 %
Fuente de Internet

58 repository.lasalle.edu.co <1 %
Fuente de Internet

59	Submitted to Universidad Técnica de Machala Trabajo del estudiante	<1 %
60	qdoc.tips Fuente de Internet	<1 %
61	repositorio.utn.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
62	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
63	met.igp.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
64	Submitted to tec Trabajo del estudiante	<1 %
65	Submitted to Universidad Alas Peruanas Trabajo del estudiante	<1 %
66	repositorio.upeu.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
67	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
68	edoc.site Fuente de Internet	<1 %
69	siar.regioncusco.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
70	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

transparencia.mtc.gob.pe

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 30 words

Excluir bibliografía

Apagado