

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA**

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA
AGRÍCOLA**



**“SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO CACHI PARA DISEÑO DE OBRAS DE
DEFENSA RIBEREÑA EN EL ÁREA URBANA DE VINCHOS-AYACUCHO-
2012”**

Presentado por:

DAVID JORGE ALARCÓN ATAUCUSI

Tesis para optar el título profesional de:

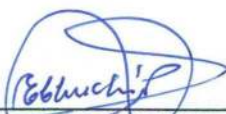
INGENIERO AGRÍCOLA

Ayacucho – Perú

2013

**“SIMULACION HIDRAULICA DEL RIO CACHI PARA DISEÑO
DE OBRAS DE DEFENSA RIBEREÑA EN EL AREA URBANA DE
VINCHOS – AYACUCHO, 2012”**

Recomendado : 29 de noviembre de 2013
Aprobado : 06 de diciembre de 2013



Ing. EFRAIN CHUCHON PRADO
Presidente del Jurado



M. Sc. Ing. SANDRA DEL AGUILA RIOS
Miembro del Jurado



Ing. VANCE GIORGIO FERNANDEZ HUAMAN
Miembro del Jurado



Ing. MOISÉS ANATOLIO QUISPE CADENAS
Miembro del Jurado



Dr. ROMULO AGUSTIN SOLANO RAMOS
Decano de la Facultad de Ciencias Agrarias

DEDICATORIA:

A Dios por darme sabiduría, salud y guiarme por el camino correcto de la vida.

A mi padre Teófilo Alarcón, aunque no esté hoy con vida y a mi madre Teodosia Ataucusi, por darme su apoyo incondicional en todo momento para concluir mis estudios, quienes lucharon por darme una educación superior y una vida mejor.

A mis hermanas, quienes con su apoyo incondicional y comprensión me ayudaron a seguir adelante.

AGRADECIMIENTOS:

A la UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA , alma mater de mi formación profesional.

A la Facultad de Ciencias Agrarias, Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Agrícola y sus docentes quienes me impartieron sus sabias enseñanzas y colaboraron para el logro de mi formación profesional.

A mi familia por su cariño, comprensión y apoyo, quienes me dieron en cada momento lo mejor de ellos y quienes me inspiran a seguir adelante.

Al Ingeniero Hans Sánchez, profesor de maestría de la Universidad de Catalunya, quien me impartió sus sabias enseñanzas en el uso del modelo Iber1.9, durante el proceso de mi trabajo de investigación.

Al Ingeniera Sandra Del Águila Ríos, asesora de mi trabajo de tesis, por brindarme su apoyo incondicional en todo el momento.

A todos los que de una u otra forma han aportado a mi formación como persona y como profesional.

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación denominado **“SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RIO CACHI PARA DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSA RIBEREÑA EN EL ÁREA URBANA DE VINCHOS-AYACUCHO-2012”**, se contempla el uso y la aplicación de sistemas de información geográfica (SIG) y el Modelo de Simulación Hidrológica HEC-HMS3.5 que permitió hacer la determinación de caudales en la cuenca Cachi para diferentes periodos de retorno. Con la información de los caudales máximos para la zona de estudio, se realizó la simulación hidráulica con el modelo Iber1.9, el cual es un módulo hidrodinámico que resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocida como 2D Shallow Water Equations o ecuación de St. Venant bidimensionales. Con el modulo hidrodinámico de Iber1.9 determinamos la zonas inundables en la margen derecha e izquierda del río Cachi, específicamente en la área urbana de Vinchos para posteriormente realizar la correcta ubicación de estructuras de encauzamiento y protección, tales como muros, gaviones y diques.

Con la ayuda del software HEC-HMS3.5 se ha determinado los caudales máximos en la estación de aforo puente Vinchos de 363.40, 450.10 y 571.10m³/s para periodos de retorno de 50, 100 y 250 años, con lo cual se ha realizado la simulación hidráulica haciendo el uso del modelo Iber1.9, en donde se ha determinado que las zonas del patio colegio progresiva(0+000 a 0+231.00) y aguas abajo del puente Vinchos progresiva (0+000 a 0+275.00) son vulnerables a ser inundados para

caudales máximos calculados, alcanzando tirantes hidráulicos que varían de 0.80 a 2.50m de altura, tal como se puede ver en los resultados de la simulación.

Por lo tanto se recomienda que es de prioridad la construcción de obras de defensa ribereña en las zonas inundables, con la finalidad de evitar cualquier tipo de problema ya sea económico, social y cultural.

INDICE

	pag.
Dedicatoria	i
Agradecimientos.....	ii
Resumen.....	iii
Índice	v
CAPITULO I	
INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos	3
1.2 Justificación.....	4
CAPITULO II	
REVISIÓN DE LITERATURA	5
2.1 Ríos	5
2.2 Precipitación	7
2.3 Cuencas hidrográficas.....	8
2.4 Características físicas de hoya hidrográfica.....	10
2.5 Tiempo de concentración.....	18
2.6 Determinación de tormenta de diseño	18
2.7 Estimación de caudales.....	26
2.8 Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas.....	38
2.9 Modulo hidrodinámico.....	39
CAPITULO III	
MATERIALES Y MÉTODOS.....	50
3.1 Ubicación	50
3.2 Vías de acceso.....	53
3.3 Materiales, equipos y software.....	53

3.4	Metodología.....	54
CAPITULO IV		
	RESULTADOS Y DISCUSIONES.....	84
4.1	Características fisiográficas de las subcuencas.....	84
4.2	Análisis hidrológico.....	88
4.3	Análisis hidráulico.....	96
CAPITULO V		
	CONCLUSIONES.....	100
CAPITULO VI		
	RECOMENDACIONES.....	101
CAPITULO VII		
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	102
CAPITULO VIII		
	ANEXOS.....	103

INDICE DE CUADROS

Cuadro N° 2.1	Clasificación de antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.....	24
Cuadro N° 2.2	Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2S$).....	26
Cuadro N° 2.3	Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de Cowan.....	37
Cuadro N° 2.4	Fricción de pared	45
Cuadro N° 2.5	Condiciones de contorno implementados en los contornos abiertos	48
Cuadro N° 3.1	Vías de acceso al proyecto	53
Cuadro N° 4.1	Parámetros geomorfológicos de las subcuencas de interés	87
Cuadro N° 4.2	Parámetros de pérdida en las subcuencas	91
Cuadro N° 4.3	Parámetros para analizar por el método de hidrograma SCS.....	92
Cuadro N° 4.4	Cálculo de parámetros de Muskingum.....	92
Cuadro N° 4.5	Caudales máximos a la salida de la cuenca con el método de transformación de lluvia SCS	95
Cuadro N° 4.6	Caudal máximo por método sección pendiente	95

INDICE DE FIGURAS

Figura N° 2.1	Vista panorámico de Río Mississippi	5
Figura N° 2.2	Modelo de cuenca hidrográfica	8
Figura N° 2.3	Orden de las corrientes de una cuenca	12
Figura N° 2.4	Ejemplo curvas intensidad-duración-frecuencia para lluvia máxima	19
Figura N° 2.5	Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS	22
Figura N° 2.6	Hidrogramas unitarios sintéticos del Soil Conservation Service.....	33
Figura N° 2.7	Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo del canal	38
Figura N° 3.1	Mapa de ubicación nacional	51
Figura N° 3.2	Mapa de ubicación regional y provincial	51
Figura N° 3.3	Mapa de ubicación distrital	52
Figura N° 3.4	Mapa de ubicación de la zona de estudio.....	52
Figura N° 3.5	Determinando área y perímetro de la sub cuenca N° 01.....	56
Figura N° 3.6	Determinando áreas parciales de sub cuenca N° 01.....	56
Figura N° 3.7	Determinando la longitud del curso principal (L) de la sub cuenca N° 01.....	57
Figura N° 3.8	Base de datos de ArcGis	58
Figura N° 3.9	Visualización panorámica de toda la cuenca Cachi, teniendo una perspectiva de cuál es el área a delimitar	58
Figura N° 3.10	Creando un tema nuevo mediante ArcCatalog en la cual se almacenara la información de la delimitación de la cuenca	59
Figura N° 3.11	Delimitación de sub cuenca N° 01.....	59
Figura N° 3.12	Sub cuenca N° 01 delimitado	60
Figura N° 3.13	Identificando las subcuencas de Cachi a colores	60
Figura N° 3.14	Vista de subcuencas delimitados	61
Figura N° 3.15	Realizando la segmentación en los cursos de los ríos, para luego determinar la longitud desde el centroide hasta la salida de la sub cuenca	61
Figura N° 3.16	Resultado de la obtención de tipos de río en cada sub cuenca en estudio	62
Figura N° 3.17	Determinando el centro de gravedad de la sub cuenca N° 01.....	63
Figura N° 3.18	Muestra de perpendicular del centroide al cauce principal de la sub cuenca N° 01.....	63

Figura N° 3.19	Presentación de capas de delimitación, centroides y ríos	64
Figura N° 3.20	Creación de modelo de elevación digital (MDT) de la cuenca Cachi	64
Figura N° 3.21	Categorización de colores según rangos de altura de la cuenca Cachi	65
Figura N° 3.22	Convirtiendo Tin a Raster de la cuenca Cachi	65
Figura N° 3.23	Clasificación de colores según rangos de pendiente en unidad de grados	66
Figura N° 3.24	Vista de mapa de pendientes de la cuenca Cachi	66
Figura N° 3.25	Capacidad de uso mayor de suelo en la cuenca Cachi	67
Figura N° 3.26	Cobertura vegetal de la cuenca de Cachi	67
Figura N° 3.27	Modelo de cuenca e interconexión de subcuencas –Cachi.....	70
Figura N° 3.28	Cuadro de diálogo de Modelo Meteorológico	71
Figura N° 3.29	Cuadro de diálogo de control de especificaciones	71
Figura N° 3.30	Hidrograma resultante en la cuenca Cachi para un periodo de retorno de 100 años.....	72
Figura N° 3.31	Vista de georeferenciación de la ortofoto de la zona de estudio	74
Figura N° 3.32	Cuadro de diálogo de creación de TIN	74
Figura N° 3.33	Cuadro de diálogo de conversión de TIN a RASTER de la zona de estudio	75
Figura N° 3.34	Vista de zona de estudio en formato de Raster.....	75
Figura N° 3.35	Cuadro de diálogo de conversión de Raster a ASCII	76
Figura N° 3.36	Cuadro de diálogo de guardar el proyecto	76
Figura N° 3.37	Cuadro de parámetros de creación de archivo RTIN.....	77
Figura N° 3.38	Cuadro de diálogo para colapsar la geometría del terreno	77
Figura N° 3.39	Cuadro de diálogo de parámetros de entrada	78
Figura N° 3.40	Cuadro de diálogo de parámetros de salida	79
Figura N° 3.41	Cuadro de diálogo de condiciones de inicio	79
Figura N° 3.42	Cuadro de diálogo de uso del suelo	80
Figura N° 3.43	Ventana de entrada de valor de número de divisiones para asignar a las líneas..	80
Figura N° 3.44	Ventana de generación de malla.....	81
Figura N° 3.45	Vista de malla generado de la superficie de estudio.....	81
Figura N° 3.46	Ventana de parámetros de cálculo.....	82
Figura N° 3.47	Ventana de proceso de cálculo	82
Figura N° 3.48	Visualización de los resultados de calado, para un caudal pico	83
Figura N° 4.1	Curvas IDF para una duración de tormenta menores a 3 horas.....	88
Figura N° 4.2	Curvas IDF para una duración de tormenta mayor a tres horas.....	89
Figura N° 4.3	Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 50 años.....	90

Figura N° 4.4	Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 100 años.....	90
Figura N° 4.5	Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 250 años.....	91
Figura N° 4.6	Hidrograma de avenida para un periodo de retorno de 50 años.....	93
Figura N° 4.7	Hidrograma de avenida para un periodo de retorno de 100 años.....	94
Figura N° 4.8	Hidrograma de avenida para un periodo de retorno de 250 años.....	94
Figura N° 4.9	Niveles que alcanza el caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años....	97
Figura N° 4.10	Niveles que alcanza el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 año....	98
Figura N° 4.11	Niveles que alcanza el caudal máximo para un periodo de retorno de 250 año....	99

I.-INTRODUCCION

Se entiende por avenida la elevación de los niveles de agua en el cauce a valores no usuales, como consecuencias del crecimiento del caudal que circula por la red de drenaje. Este aumento del caudal, en la mayoría de los casos, es consecuencia de precipitación extraordinarias de una magnitud tal que la superficie de la cuenca no es capaz de asimilarlas en su totalidad. Estos excesos de precipitación que no se infiltran, denominados escorrentía superficial, discurren rápidamente por la red de drenaje de la cuenca concentrándose en los cauces. Esta red, a su vez, tiene una capacidad de evacuación determinada, en función de sus características. El volumen de agua que le llega un momento dado y que no es capaz de evacuarlo en dicho momento, es almacenado en el cauce, provocando la consiguiente inundación de las áreas adyacentes al cauce (Martin, 2002).

Para realizar un estudio de esta problemática, primero se generaron los caudales extraordinarias mediante la aplicación del software Hec-Hms3.5, posteriormente analizar el movimiento del agua en el cauce haciendo el uso del software Iber1.9, que es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación del modelo Iber1.9 abarca la hidrodinámica fluvial, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos, la simulación de rotura de presas, y el flujo de marea en estuarios (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente).

Una vez realizado la simulación hidráulica se determinó los tirantes en todo el tramo del cauce en estudio, luego identificar las zonas vulnerables a ser inundados de acuerdo a los resultados del modelo Iber 1.9. Finalmente se plantea las estructuras de protección en dichas zonas de riesgo, de acuerdo a un diseño.

La construcción de estas estructuras es de prioridad en el área urbana de Vinchos ya que la mayor parte de la zona de estudio esta propenso a ser inundado para avenidas máximas mayores a $363.40 \text{ m}^3/\text{s}$.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo general

Determinar las zonas de inundación en el área urbana de Vinchos, debido al desborde del río Cachi, a través de una simulación hidráulica, con el fin de ubicar adecuadamente obras de defensa ribereña.

1.1.2 Objetivos específicos

- a) Determinar el comportamiento hidrológico e hidráulico de la cuenca del río Cachi en el valle del área urbana de Vinchos, mediante la aplicación de los modelos *Hec-Hms 3.5* e *Iber 1.9*.
- b) Simular la ocurrencia de avenidas extraordinarias para diferentes periodos de retorno, en el tramo estudiado.
- c) Determinar los coeficientes de rugosidad de acuerdo a las características geométricas del cauce.

1.2 JUSTIFICACION

El presente trabajo de investigación será de utilidad en el área urbana de Vinchos y asentamientos humanos ubicados en ambas márgenes del río Cachi, para el conocimiento de las partes y/o áreas vulnerables a la inundación; debido a que año tras año son afectados por el desborde del río Cachi, ocasionando pérdidas económicas, vidas humanas, viviendas, animales, etc. Las altas precipitaciones en la cuenca generan escorrentía de flujo superficial con transporte de sedimentos producto de los elevados caudales, afectando los puntos críticos no protegidos.

La realización del proyecto es de importancia porque contempla, estudiar la vulnerabilidad de la zona urbana de Vinchos, a los efectos de las inundaciones, las zonas críticas de probable inundación, determinar el comportamiento del flujo y los niveles de agua en las periferias del área urbana de Vinchos, con el fin de proponer la construcción de obras de defensa ribereña que respondan a las características hidrológicas e hidráulicas del río Cachi, de acuerdo a la identificación de zonas de riesgo. Asimismo, formular un plan de control de inundaciones; para garantizar la protección de las áreas adyacentes de la zona en estudio.

II.-REVISION DE LITERATURA

2.1 LOS RIOS

La ingeniería fluvial trata de las intervenciones humanas en los ríos para su adecuación al aprovechamiento de los recursos o a la reducción de los riesgos de daño. Pero el río no es en sí mismo objeto de la ingeniería civil, como pueden ser una carretera o un ferrocarril. El río es un elemento natural que recoge las aguas de una cuenca y las transporta en lámina libre hasta su desembocadura.



Figura N° 2.1. Vista panorámico de Río Mississippi

El caudal de un canal suele ser constante. En los ríos el caudal es siempre variable, según el régimen hidrológico de la cuenca, en una escala de tiempo estacional o bien restringido a un episodio meteorológico. Ciertos caudales frecuentes pero no extraordinarios son importantes para el río en el sentido que lo conforma el cauce, y además existen las avenidas extraordinarias, las cuales pueden transformar radicalmente la naturaleza o el curso del río (por ejemplo atajando un meandro).

Un río es un medio con in flujo básico de agua y sedimento (precedente del cauce o de la cuenca). Cuando este flujo no presenta ningún cambio espacial o temporal, simplemente el río da una aportación de agua y una sedimentos.

La rugosidad en un canal es un parámetro bien definido y determinante de su capacidad. En un río, el caudal circulante y la altura del agua están relacionados de manera mucho más compleja. Mientras el agua está contenida en el cauce principal, existe una resistencia al flujo por el tamaño del grano de material de fondo y otra añadida por las formas del fondo granular (dunas, etc.).

Cuando el río crece por encima de su nivel habitual e inunda orillas o llanuras donde crece la vegetación, el problema de la resistencia al flujo se hace aún más complejo (Martín, J. 2002).

2.1.1 Clasificación de los ríos

En primer lugar los ríos tienen el régimen hidrológico determinado por las características de la cuenca y de las precipitaciones (lluvia y nieve). Estamos acostumbrados a relacionar el caudal de un río con las lluvias inmediatamente precedentes y así pensamos en la escorrentía directa de la cuenca como la realidad hidrológica más importante. Conviene señalar que en otros casos la fusión de las nieves explica el régimen del río. En grandes ríos de climas tropicales el régimen hidrológico tiene una fuerte y regular estacionalidad, es decir hay un largo periodo de aguas altas que pueden esperarse cada año. Las aguas subterráneas explican la permanencia de un caudal base de un río durante un periodo seco y a la inversa de la infiltración a través de un cauce permeable explica que los ríos se sequen.

A este respecto se llaman ríos efímeros, por oposición a ríos perennes, aquellos que solo llevan agua en episodios de fuertes precipitaciones, mientras que se mantienen secos el resto del tiempo. Son típicos de climas áridos y semiáridos. Las ramblas, barrancos y algunas rieras mediterráneas son un ejemplo de este tipo especial de ríos.

Se llaman ríos aluviales aquellos que discurren por materiales sedimentarios modernos, generalmente aportados por el propio río (Martín, J. 2002).

2.2. PRECIPITACION

Se define precipitación a toda forma de humedad, que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. De acuerdo a esta definición, las lluvias, las granizadas, las garuas y las nevadas son formas distintas del mismo fenómeno de la precipitación (Chereque, W. 1998).

2.2.1 TIPOS DE PRECIPITACION

Las precipitaciones se clasifican en tres grupos, según el factor responsable del levantamiento del aire que favorece el enfriamiento necesario para que produzcan cantidades significativas de precipitación.

a) Precipitaciones convectivas

Son causados por el ascenso del aire cálido más liviano que el aire frío de los alrededores. Las diferencias de temperatura pueden ser sobre todo el resultado de calentamientos diferenciales en la superficie o en la capa superior de la capa del aire.

b) Precipitaciones orográficas

Resultan del ascenso del aire cálido hacia una cadena montañosa. Las regiones que queden del otro lado de las montañas pueden sufrir la ausencia de lluvias, puesto que todas las nubes son interceptadas y precipitadas en el lado de donde ellas provienen.

c) Precipitaciones ciclónicas

Se producen cuando hay un encuentro de nubes de diferentes temperaturas: las más calientes son impulsadas a las partes más altas donde precipitan.

Por otro lado, la superficie del terreno no es tan plana como la del modelo ideal. Existen depresiones en el terreno; al caer el agua y acumularse, puede ser evaporada o infiltrada en este. Además, cuando el agua llega a una corriente y se transforma en escorrentía, continúa sufriendo el proceso de evaporación, en cantidades que no pueden ser despreciables.

También en el proceso de infiltración, al penetrar en el suelo, el agua sigue diversos caminos, quedando almacenada temporalmente en dicho medio; de ahí, por medio del proceso de percolación, continúa a estratos más profundos, formando el nivel freático, o se mueve lateralmente, como escorrentía subterránea, y puede surgir superficialmente como fuente de escorrentía superficial o, según la localización de la divisoria del nivel freático, escurrir hacia otra hoya (Monsalve, G. 1995)

2.3.2 Divisoria

Se designa como divisoria la línea que separa las precipitaciones que caen en hoyas inmediatamente vecinas, y que encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial. La divisoria sigue una línea rígida, atravesando el curso de agua solamente en el punto de salida. La divisoria une los puntos de máxima cota entre hoyas, lo que no impide que en el interior de una hoya existan picos aislados con una cota superior a cualquier punto de la divisoria (Monsalve, G. 1995).

2.3.3 Clasificación de los cursos de agua

Con base en la constancia de la escorrentía, los cursos de agua se pueden dividir en:

a) Perennes

Corrientes con agua todo el tiempo.

El nivel agua subterráneo mantiene una alimentación continua y no desciende nunca debajo del lecho del río.

b) Intermittentes

Corrientes que escurren en estaciones de lluvia y se secan durante el verano.

El nivel del agua subterráneo se conserva por encima del nivel del lecho del río solo en la estación lluviosa. En verano el escurrimiento cesa, u ocurre solamente durante o inmediatamente después de las tormentas.

c) Efímeras

Existen apenas durante o inmediatamente después de los periodos de precipitación, y solo transportan escurrimiento superficial.

El nivel de agua subterráneo se encuentra siempre debajo del nivel inferior del lecho de la corriente; no hay, por lo tanto, posibilidad de escurrimiento.

2.4 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE UNA HOYA HIDROGRÁFICA

Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelos, la capa vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico (Monsalve, G. 1995).

2.4.1 Área de drenaje (A)

Es el área plana (proyección horizontal) incluida entre su divisoria topográfica.

2.4.2 Forma de la hoya

Esta característica es importante pues se relaciona con el tiempo de concentración, el cual es el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la hoya contribuya a la sección de la corriente en estudio, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la hoya hasta llegar a la salida de la misma.

a) Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad (K_c)

Es la relación entre el perímetro de la hoya y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a la de la hoya.

$$K_c = \frac{0.28P}{\sqrt{A}} \quad \dots (2.2)$$

En donde:

P: perímetro de la hoya, en Km

A: área de drenaje de la hoya, en km²

Cuanto más irregular sea la hoya mayor será su coeficiente de compacidad. Una hoya circular posee el coeficiente mínimo, igual a uno. Hay mayor tendencia a las crecientes en la medida en que este número sea próximo a la unidad.

b) Factor de forma (F_f)

Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la hoya. La longitud axial de la hoya se mide cuando se sigue el curso del agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante en la hoya.

El ancho medio, B, se obtiene cuando se divide el área por la longitud axial de la hoya.

$$F_f = \frac{A}{L^2} \quad \dots (2.3)$$

En donde:

B: ancho medio, en Km

L: longitud axial de la hoya, en km

A: área de drenaje, en km²

Una hoya con factor de forma bajo está menos sujeta a crecientes que otra del mismo tamaño pero con mayor factor de forma.

2.4.3 Sistema de drenaje

Está constituido por el río principal y sus tributarios.

a) Orden de las corrientes de agua

Refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una hoya.

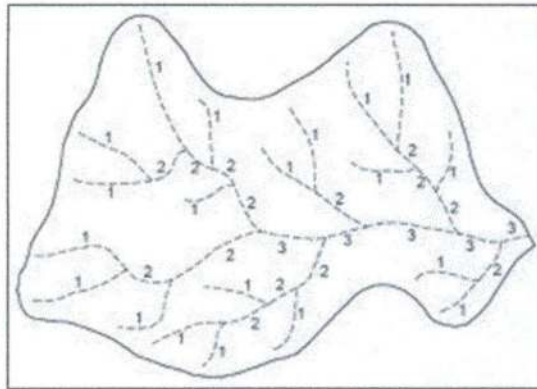


Figura N° 2.3. Orden de las corrientes de una cuenca

Corrientes de primer orden: Pequeños canales que no tienen tributarios.

Corrientes de segundo orden: Cuando dos corrientes de primer orden se unen.

Corrientes de tercer orden: Cuando dos corrientes de segundo orden se unen.

Corrientes de orden n+1: Cuando dos corrientes de orden n se unen.

b) Densidad de drenaje (D_d)

Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la hoya y su área total.

$$D_d = \frac{L}{A} \quad \dots (2.4)$$

En donde:

L: longitud total de las corrientes de agua, en km

A: área total de la hoya, en km²

D_d usualmente toma valores entre 0.50 km/km² para hoyas con drenaje pobre hasta 3.5 km/ km² para hoyas excepcionalmente bien drenadas.

c) Extensión media de la escorrentía superficial

Se define como la distancia media en que el agua de lluvia tendría que escurrir sobre los terrenos de una hoya, en caso de que la escorrentía se diese en línea recta desde donde la lluvia cayó hasta el punto más próximo al lecho de una corriente cualquiera de la hoya.

$$E_s = \frac{A}{4L} \quad \dots (2.5)$$

En donde:

E_s: extensión media de la escorrentía superficial, en km

L: longitud total de las corrientes de agua en la hoya hidrográfica, en km

A: área de drenaje total de la hoya, en km²

2.4.4 Características del relieve de una hoya

a) Pendiente de la hoya

La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores,

que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas (Villón, M. 2002).

Existen diversos criterios para evaluar la pendiente de una cuenca, entre las que se pueden citar:

- Criterio de rectángulo equivalente
- Criterio de Alvord
- Criterio de Horton
- Criterio de Nash
- **Criterio del rectángulo equivalente**

Con este criterio, para hallar la pendiente de la cuenca, se toma la pendiente media del rectángulo equivalente, es decir:

$$S = \frac{H}{L} \quad \dots (2.6)$$

En donde:

S: pendiente de la cuenca

H: desnivel total (cota en la parte más alta – cota en la estación de aforo), en km

L: lado mayor del rectángulo equivalente, en km

b) Curva hipsométrica

Es la representación gráfica del relieve de una hoya. Representa el estudio de la variación de la elevación de los varios terrenos de la hoya con referencia al nivel medio del mar. Esta variación puede ser indicada por medio de un gráfico que muestre el porcentaje de área de drenaje que existe por encima o por debajo de varias elevaciones. Dicho gráfico se puede determinar por el método de las cuadrículas del numeral anterior o planimetrando las áreas entre curvas de nivel.

La curva hipsométrica relaciona el valor de la cota, en las ordenadas, con el porcentaje del área acumulada, en las abscisas. Para su construcción se grafican, con excepción de los valores máximos y mínimos de cota hallados, los valores menores de cota de cada intervalo de clase contra su correspondiente área acumulada. Al valor de la cota mayor encontrada corresponde el cero por ciento del porcentaje de área acumulada. Al valor de la cota mínima encontrada corresponde el ciento por ciento del porcentaje de área acumulada.

La curva hipsométrica representa, entonces, el porcentaje de área acumulado igualado o excedido para una cota determinada (Monsalve, G. 1995).

c) Elevación media de la hoya

Se define como:

$$H = \frac{\sum_{i=1}^n (Cota\ media\ intervalo_i \times \acute{A}rea_i)}{\sum_{i=1}^n (\acute{A}rea_i)} \quad \dots (2.7)$$

En donde el valor de "n" corresponde al número de intervalos de clase.

se debe tener en cuenta que la altitud y la elevación media de una hoya son, también, importantes por la influencia que ejercen sobre la precipitación, sobre las pérdidas de agua por evaporación y transpiración y, consecuentemente, sobre el caudal medio (Monsalve, G. 1995).

d) Pendiente del cauce

El conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento del recurso hídrico, como por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de inundaciones.

En general, la pendiente de un tramo de un cauce de un río, se puede considerar como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel de los extremos del tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo (Villón, M. 2002).

Existen varios métodos para obtener la pendiente de un cauce, entre los que se pueden mencionar:

➤ **Pendiente uniforme**

Este método considera la pendiente del cauce, como la relación entre el desnivel que hay entre los extremos del cauce y la proyección horizontal de su longitud, es decir:

$$S = \frac{H}{L} \quad \dots (2.8)$$

En donde:

S: pendiente

H: diferencia de cotas entre los extremos del cauce, en km

L: longitud del cauce, en km

➤ **Ecuación de Taylor y Schwarz**

Este método, considera que un río está formado por n tramos de igual longitud, cada uno de ellos con pendiente uniforme.

La ecuación de Taylor y Schwarz, para este caso es:

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad \dots (2.9)$$

En donde:

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

S_1, S_2, \dots, S_n : pendiente de cada tramo

S: pendiente media del cauce

e) Rectángulo equivalente

Este índice fue introducido por los hidrólogos franceses como un intento de comparar la influencia de las características de la hoya sobre la escorrentía.

La característica más importante del rectángulo equivalente es que tiene igual distribución de alturas que la curva hipsométrica original de la hoya.

Se construye un rectángulo equivalente de área igual a la de la hoya, tal que el lado menor sea "l" y el lado mayor "L". Se sitúan las curvas de nivel paralelas a "l", respetando la hipsometría natural de la hoya, es decir:

$$L = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{\left(1 - \frac{(1.12)^2}{K_c^2} \right)} \right] \quad \dots (2.10)$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{(1.12)^2}{K_c^2} \right)} \right] \quad \dots (2.11)$$

En donde:

P: perímetro de la hoya, en km

A: área de la hoya, en km²

K_c : coeficiente de compacidad o índice de Gravelius

L y l: lados mayor y menor del rectángulo equivalente, en km

2.5 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, P). 2011.

Fórmula de Kirpich o de California:

$$t_c = \left(\frac{0.87L^3}{H} \right)^{0.385} \dots (2.12)$$

En donde:

t_c : tiempo de concentración, en hrs

L: longitud del cauce principal, en km

H: desnivel correspondiente a L, en m

2.6 DETERMINACIÓN DE TORMENTA DE DISEÑO

Uno de los primeros pasos para muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de este se calculan utilizando procedimientos de lluvia escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta.

Para determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, P). 2011.

2.6.1 Relaciones intensidad –Duración- Frecuencia

Uno de los primeros pasos que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de drenaje urbano, es la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia (o profundidad), la duración y las frecuencias o periodos de retorno apropiados para la obra y el sitio. En muchos casos existen curvas estándar de intensidad-duración-frecuencia (IDF) disponibles para el sitio, luego no hay que llevar a cabo este análisis. Sin embargo, es conveniente entender el procedimiento utilizado para desallorar estas relaciones. Usualmente los datos se presentan en forma gráfica, con la duración en el eje horizontal y la intensidad en el eje vertical, mostrando una serie de curvas, para cada uno de los periodos de retorno de diseño.

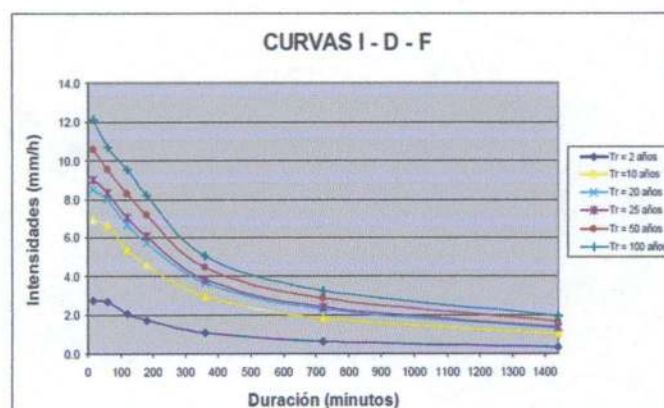


Figura N° 2.4. Ejemplo curvas intensidad-duración-frecuencia para lluvia máxima

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h o pulg/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{T_d} \quad \dots (2.13)$$

Donde P es la profundidad de lluvia (mm o pulg) y T_d es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño (Chow, V. 2000).

a) Método IILA

Son escasas las estaciones que ofrecen información automatizada de registros pluviales, por lo que existe bastante dispersión en los datos. Con el método IILA, la intensidad de lluvia que tiene una duración t (en horas), para un periodo de retorno T (en años), es:

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)t^{n-1} \quad \dots (2.14)$$

Y la precipitación $P_{t,T}$ tiene la siguiente relación:

$$P_{t,T} = a(1 + K \log T)t^n \quad \dots (2.15)$$

Según la metodología empleada las formulas son válidas para $3 \leq t \leq 24$ horas

Para $t \leq 3$ horas se usa:

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)(t + b)^{n-1} \quad \dots (2.16)$$

Las constantes a, b, K y n fueron determinados en el "Estudio de la Hidrología del Perú" realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI (plano n.2-C), 1983.

2.6.2 Hietogramas de precipitación de diseño utilizando las relaciones IDF

En los métodos de diseño en hidrología desarrollados hace muchos años, tal como el método racional, solo se utilizaba el caudal pico. No existía consideración alguna sobre el tiempo de distribución del caudal (el hietograma de caudal) o sobre la distribución temporal de la precipitación (el hietograma de precipitación). Sin embargo, los métodos de diseño desarrollados más recientemente, los cuales utilizan el análisis de flujo no permanente, requieren de predicciones confiables del hietograma de diseño para obtener los hidrogramas de diseño (Chow, V. 2000).

a) Método de bloque alterno

El método del bloque alterno es una forma simple de desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad-duración-frecuencia. El hietograma de diseño por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n\Delta t$. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$, 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 un 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 (Chow, V. 2000).

2.6.3 Precipitación total y efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de

la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. Las gráficas de exceso de precipitación vs. el tiempo o hietograma de exceso de precipitación es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia-escorrentía. La diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de interceptación y almacenamiento superficial MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, P). 2011.

a) Método SCS para abstracciones

El Soil Conservation Service (1972) desarrollo un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S (véase la figura 2.5). Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$ (Chow, V. 2000).

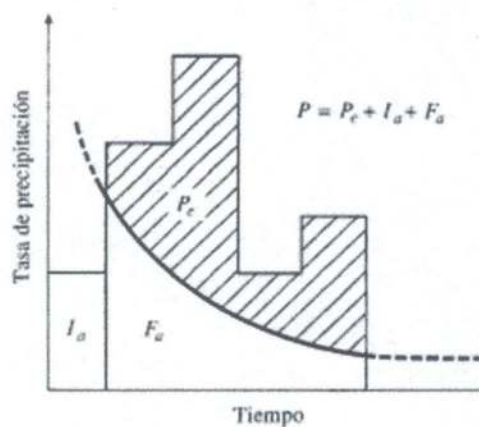


Figura N° 2.5. Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad \dots (2.17)$$

Del principio de continuidad

$$P = P_e + I_a + F_a \quad \dots (2.18)$$

Combinando (2.8) y (2.9) y resolviendo P_e se encuentra

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad \dots (2.19)$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$$I_a = 0.2S \quad \dots (2.20)$$

Con base en esto

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad \dots (2.21)$$

El uso de esta metodología exige la determinación del valor respectivo de CN (numero adimensional de curva o curva número), correspondiente al área específica en estudio, valor que debe ser obtenido mediante procesos de calibración. La calibración del parámetro CN se realiza con información de campo, de algunos eventos en el que se disponga de datos de precipitación y caudales resultantes; luego se corre el modelo hasta ajustar el hidrograma calculado con el observado en el campo. Es un proceso de prueba error en donde se ajusta el parámetro (CN) hasta obtener coincidencias entre ambos hidrogramas.

Como alternativa, y como valor referencial, el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento:

Se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \dots (2.22)$$

Donde S está en pulgadas.

Los números de curvas se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \quad \dots (2.23)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \quad \dots (2.24)$$

Cuadro N° 2.1: Clasificación de antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Fuente: Soil Conservation Service, 1972, tabla 4.2. pág. 4-12

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundas depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se dan en la tabla 2.2. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto.

Cuadro N° 2.2: Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2S$)

Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada :	sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
	con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales :	condiciones pobres	68	79	86	89
	condiciones optimas	39	61	74	80
Vegas de ríos:	condiciones optimas	30	58	71	78
Bosques:	troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
	cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.	óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
	condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)		81	88	91	93
Residencial :					
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable				
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.		98	98	98	98
Calles y carreteras:					
	Pavimentados con cunetas y alcantarillados	98	98	98	98
	Grava	76	85	89	91
	Tierra	72	82	87	89

Fuente: Hidrología aplicada (Ven Te Chow), tabla 5.5.2. pag. 154

2.7 ESTIMACION DE CAUDALES

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realizan un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los periodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log Pearson III y valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc.

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a un a cuenca y que producen un caudal Q cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, P). 2011.

2.7.1 Sistema de modelamiento hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System)

El sistema de Modelado Hidrológico es una aplicación desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de los hidrógrafos del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

El HEC-HMS, representa la versión para Windows de la versión HEC-1, desarrollada para D.O.S, en la cual se han mejorado los conceptos hidrológicos, los resultados e hidrogramas producidos se almacenan en una base de datos que pueden usarse directamente por el HEC-RAS en la elaboración de estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, predicción de flujo, reducción de los daños de las avenidas, etc.

Para poder utilizar este programa se debe disponer de la siguiente información:

- Características de la precipitación, la intensidad se obtiene de las curvas IDF (intensidad, duración, frecuencia), o puede ajustarse utilizando los procedimientos mencionados anteriormente. Es importante señalar que las precipitaciones parciales deben introducirse en intervalos fijos.
- Características de la cuenca (Área, forma, Longitud del cauce principal, centro de gravedad, pendiente media del terreno, cobertura vegetal, tipo de prácticas de pastoreo, tipos de precipitación, etc.).

Cuando se usa el HEC-HMS uno debe juntar los elementos que componen el sistema.

La cuenca se crea seleccionando los elementos de la columna izquierda, arrastrándolos al centro de "zona de trabajo". Los elementos se unen por medio de "tramos" (Reach, en la lista). Estos a su vez se adhieren a los elementos colocando sus extremos dentro de los mismos.

Para poder editar los elementos, se presiona rápidamente dos veces sobre ellos hasta que aparezca la caja de dialogo en la que se deben incluir los datos respectivos. Los datos que se requieren para la cuenca, además del área (en km²) son tres:

- a) Función de infiltración y los parámetros correspondientes. La función de infiltración debe escogerse de la siguiente lista:
 - i. Servicio de Conservación de Suelos (SCS)
 - ii. Green y Ampt
 - iii. Inicial/ Constante
 - iv. Inicial /déficit
 - v. No hay perdida
- b) Función del hidrograma unitario y los parámetros correspondientes. La función del diagrama unitario debe ser escogerse de la siguiente lista:

- i. Clark
 - ii. Snyder
 - iii. SCS
 - iv. Clark modificado
 - v. Definido por el usuario
 - vi. Onda cinemática
- c) Función de recesión de las avenidas y los parámetros y variables correspondientes.
- i. Recesión
 - ii. Flujo constante mensual
 - iii. No hay flujo base

En el caso de la función de infiltración, escogemos la del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, SCS. Se necesitan 3 tipos de datos: la pérdida inicial (en mm), el número de curva (CN) y el porcentaje de suelo impermeable en la cuenca. La pérdida inicial es la cantidad de lluvia en mm que se produce antes de ocasionar el flujo superficial. Por otro lado, el número de curva se define en base al tipo de suelo, cobertura vegetal, y prácticas de pastoreo. El porcentaje impermeable está dado por el área ocupada por lagunas y zonas rocosas que para propósitos prácticos puede considerarse impermeable.

En el caso de hidrograma unitario, se utilizará la función de Snyder para exponer los parámetros necesarios. Se requieren básicamente dos: t_p , que es el tiempo en horas que transcurre entre el centro gravedad de la precipitación y el caudal pico; y C_p que se estimas en base a cuencas vecinas de características similares. El primer parámetro se calcula con la siguiente fórmula:

$$t_p = C_1 C_t (LL_c)^{0.3} \quad \dots (2.25)$$

En donde t_p es el tiempo, en horas, que transcurre entre el centro de gravedad de la precipitación ocasionada por una tormenta, C_1 es igual a 0.75 en el Sistema Internacional y C_t es " un parámetro

deducido en base a cuencas con instrumentos de medición de la misma región". L es la distancia, en kilómetros del cauce principal de la cuenca desde la divisoria hasta la salida y L_c es la distancia (en kilómetros) desde el punto más cercano al centro de gravedad de la cuenca hasta la salida. C_p varía entre 0.4 y 0.8, según la pendiente y capacidad de almacenamiento de la cuenca.

En quebradas intermitentes el flujo base puede considerarse igual a cero, pero en quebradas mayores el flujo base debe estimarse en base a mediciones realizadas a lo largo de varios años y posiblemente establecer valores de flujo base mensual.

Los datos de salida se representan en forma tabular, sintetizados en un sumario o gráfica.

Las estimaciones obtenidas usando el programa mencionado deben ser usadas de manera prudente por el especialista, el cual debe tener un conocimiento cabal de la región del mundo en la cual se desempeña.

En una cuenca pequeña es probable que no sea necesario unir varias subcuencas para obtener el caudal de salida, mientras que en cuencas mayores es necesario realizar el tránsito de avenidas.

Los métodos que se utilizan comúnmente son las siguientes:

- i. Muskingum
- ii. SCS
- iii. Muskingum-Cunge
- iv. Onda cinemática

Las variables de entrada del método de Muskingum son K y X , que se basan en mediciones de hidrogramas realizados en el cauce. K es una medida del tiempo de transporte de una onda de un punto a otro, expresándose en unidades de tiempo (horas) y X es una variable adimensional que fluctúa entre 0 y 0.3 y que tiene un valor típico de 0.2.

En el método del SCS solo se especifica un tiempo de retraso de la onda. Básicamente se “traslada” la onda de un tiempo a otro sin tomar en cuenta las pérdidas por fricción.

Tanto el método de la Onda Cinemática como el método de Muskingum-Cunge requieren datos de la geometría del canal principal, el cual se modela asumiendo que el canal es un trapecio, un triángulo o un círculo. Se necesita por lo tanto el ancho de la base (o diámetro), la inclinación de los taludes (z), el coeficiente de rugosidad del cauce (n =coeficiente de Manning), la pendiente de la línea de energía, S_f y la longitud del tramo, L . La pendiente de la línea de energía se asume igual a la pendiente del canal en el tramo de interés MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, P). 2011.

2.7.2 Hidrogramas unitario sintético

El hidrograma unitario desarrollado a partir de la información de lluvia y de caudal en una cuenca se aplica solamente para la cuenca y para el punto de la corriente donde se midió la información de caudales. Los procedimientos de hidrograma unitario sintético se utilizan para desarrollar hidrogramas unitarios para otros puntos en la corriente dentro de la misma cuenca o para cuencas adyacentes de carácter similar. Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos: Aquellos que relacionan las características del hidrograma (tasa de flujo pico, flujo base, etc.) con las características de la cuenca (Snyder, 1938; Gray, 1961), aquellos basados en hidrogramas unitarios adimensionales (Soil Conservation Service, 1972), y aquellos basados en modelos de almacenamiento en la cuenca (Clark, 1943) (Chow, V. 2000).

a) Hidrograma adimensional SCS

El hidrograma adimensional SCS es hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario, T_p . Dados el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma

unitario puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada. La figura 2.7a) muestra uno de estos hidrogramas adimensionales, preparado utilizando los hidrogramas unitarios para una variedad de cuencas. Los valores de q_p y T_p pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular tal como se muestra en figura 2.7b), el donde el tiempo está dado en horas y el caudal en $m^3/s.cm$ (Soil Conservation Service, 1972).

Con base en la revisión de un gran número de hidrogramas unitarios, el Soil,Conservation Service sugiere que el tiempo de recesión puede aproximarse como $1.67T_p$. Como el área bajo el hidrograma unitario debería ser igual a una escorrentía directa de 1 cm (o 1 pulg), puede demostrarse que

$$q_p = \frac{CA}{T_p} \quad \dots (2.26)$$

Donde $C=2.08$ y A es el área de drenaje en kilómetros cuadrados.

Adicionalmente, un estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo $t_p \approx 0.6T_c$, donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca. Como se muestra en la figura 2.6b), el tiempo de ocurrencia del pico T_p puede expresarse en términos del tiempo de retardo t_p y de la duración de la lluvia efectiva t_r . (Chow, V. 2000).

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad \dots (2.27)$$

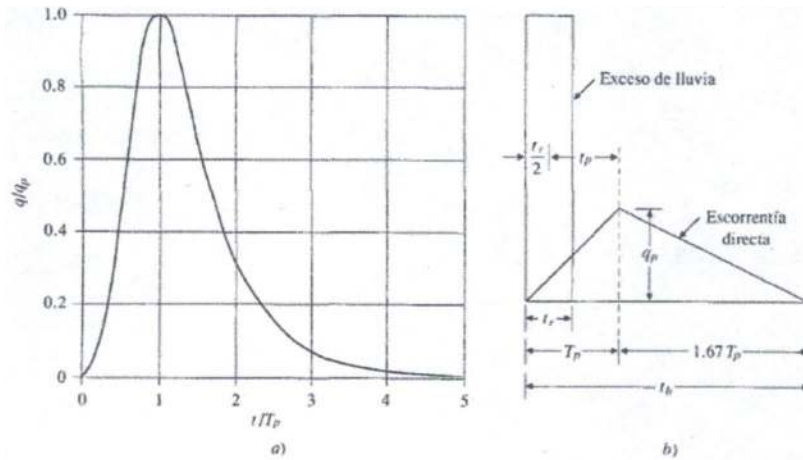


Figura N° 2.6. Hidrogramas unitarios sintéticos del Soil Conservation Service. a) Hidrograma adimensional. b) Hidrograma unitario triangular. (Fuente: Soil Conservation Service, 1972).

2.7.3 Método directo

Es un método hidráulico, llamado de sección y pendiente, en el cual el caudal máximo se estima después de los pasos de una avenida, con base en datos específicos obtenidos en el campo (Chow, V. 2004).

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{0.5}}{n} \quad \dots (2.28)$$

En donde:

Q: Caudal máximo, en (m³/s)

A: Área de la sección hidráulica en (m²)

S: Pendiente del fondo en (m/m)

R: Radio hidráulico en (m)

n: Coeficiente de Manning

2.7.4 Coeficiente de rugosidad de Manning

No es raro que los ingenieros piensen que un canal tiene un valor único de n para todas las ocasiones. En realidad, el valor de n apropiado para diferentes condiciones de diseño, resulta muy útil tener un conocimiento básico de estos factores. Los factores que ejercen la mayor influencia sobre el coeficiente de rugosidad tanto en canales artificiales como en canales naturales se escriben más adelante. Nótese que estos factores están hasta cierto punto interrelacionados; por tanto, la discusión de uno de los factores puede repetirse en conexión con otro (Chow, V. 2004).

- a) **Rugosidad superficial.** La rugosidad superficial se presenta por el tamaño y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado y que producen un efecto retardador del flujo. Por lo general éste se considera como el único factor para la selección de un coeficiente de rugosidad, pero en realidad es solo uno de varios factores principales. En general, granos finos dan como resultado un valor relativamente bajo de n , y granos gruesos, un valor alto de n .
- b) **Vegetación.** La vegetación puede considerarse como una clase de rugosidad superficial, pero también reduce de manera notable la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende por completo de la altura, la densidad, la distribución y del tipo de vegetación, y es muy importante en el diseño de pequeños canales de drenaje.
- c) **Irregularidad del canal.** Las irregularidades del canal incluyen irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma de ésta a lo largo del canal. En canales naturales, tales irregularidades por lo general son producidas por la presencia de barras de arena, ondas de arena, crestas y depresiones y fosos y montículos en el lecho del canal. Estas irregularidades introducen rugosidad adicional a la causada por la rugosidad superficial y otros factores.
- d) **Alineamiento del canal.** Curvas suaves con radios grandes producirán valores de n relativamente bajos, en tanto que curvas bruscas con meandros severos incrementaran el

- n . Con base en pruebas de laboratorio llevadas a cabo en canaletas, Scobey sugirió que el valor n se incrementara en 0.001 por cada 20 grados de curvatura en 100 pies de canal.
- e) **Sedimentación y socavación.** En general, la sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el n , en tanto que la socavación puede hacer lo contrario e incrementar el n . Sin embargo, el efecto dominante de la sedimentación dependerá de la naturaleza del material depositado. Depósitos no uniformes, como barras de arena y ondulaciones de arena, constituyen irregularidades del canal e incrementaran la rugosidad.
 - f) **Obstrucción.** La presencia de obstrucciones de troncos, pilas de puentes y estructuras similares tiende a incrementar el n . La magnitud de este aumento depende de la naturaleza de las obstrucciones, de su tamaño, forma, número y distribución.
 - g) **Tamaño y forma del canal.** No existe evidencia definitiva acerca del tamaño y la forma del canal como factores importantes que afecten el valor de n . Un incremento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir el n , según la condición del canal.
 - h) **Nivel y caudal.** En la mayor parte de las corrientes el valor de n disminuye con el aumento en el nivel y en el caudal. Cuando el agua es poco profunda, las irregularidades del fondo del canal quedan expuestas y sus efectos se vuelven pronunciados. Sin embargo, el valor de n puede ser grande en niveles altos si las bancas están cubiertas por pastos o son rugosas.
 - i) **Cambio estacional.** Debido al crecimiento estacional de plantas acuáticas, hierbas, malezas, sauces y árboles en el canal o en las bancas, el valor de n puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación inactiva. Este cambio estacional puede producir cambios en otros factores.

- j) **Material en suspensión y carga de lecho.** El material en suspensión y la carga de lecho, ya sea en movimiento o no, consumirá energía y causará una pérdida de altura e incrementará la rugosidad aparente del canal.

Todos los factores anteriores deben estudiarse y evaluarse con respecto a las condiciones relacionadas con el tipo de canal, el estado de flujo, el grado de mantenimiento y otras consideraciones. Ellos dan una base para determinar el valor de n apropiado para un problema determinado. Como una guía general para la escogencia, debe aceptarse que las condiciones que tiendan a inducir turbulencia y causar retardo incrementarán el valor de n , y aquellas que tiendan a reducir la turbulencia y el retardo disminuirán el valor de n .

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de n . Mediante este procedimiento, el valor de n puede calcularse por

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad \dots (2.29)$$

Donde n_0 es un valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados, n_1 es un valor que debe agregarse al n_0 para corregir el efecto de las rugosidades superficiales, n_2 es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal, n_3 es un valor para considerar las obstrucciones, n_4 es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo, y m_5 es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal. Los valores apropiados de n_0 a n_4 y m_5 pueden seleccionarse en la tabla 2.3 de acuerdo con las condiciones dadas.

Cuadro N° 2.3: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de Cowan

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.0050-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	severo		1.300

Fuente: Hidráulica de canales abiertos (Ven Te Chow), tabla 5.5. pag. 105

2.7.5 Transito hidrológico en ríos

El método de Muskingum es un método de transito hidrológicos que se usa comúnmente para manejar relaciones caudal – almacenamiento variables. Este método modela el almacenamiento volumétrico de creciente en un canal de un río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma (figura 2.7). Durante el avance de la onda de creciente, el caudal

de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña. Durante la recesión, el caudal de salida es mayor que el caudal de entrada resultando en una cuña negativa. Adicionalmente, existe un almacenamiento por prisma que está formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del canal prismático.

Suponiendo que el área de la sección transversal del flujo de creciente es directamente proporcional al caudal en la sección, el volumen de almacenamiento por prisma es igual a KQ donde K es un coeficiente de proporcionalidad, y el volumen de almacenamiento por cuña es igual a $KX(I-Q)$, donde X es un factor de ponderación dentro del rango $0 \leq X \leq 0.5$ (Chow, V. 2000).

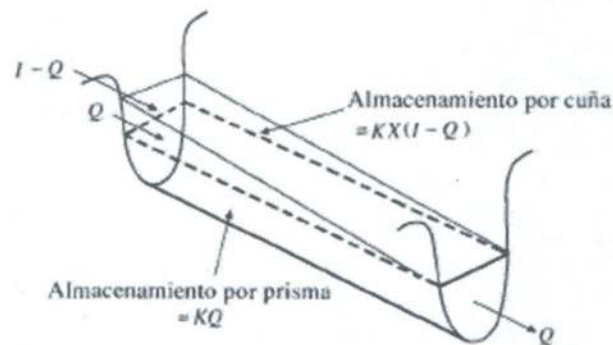


Figura N° 2.7. Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo del canal

2.8 MODELIZACIÓN BIDIMENSIONAL DEL FLUJO EN LÁMINA LIBRE EN AGUAS POCO PROFUNDAS

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en estuarios.

El modelo Iber consta actualmente de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o

cuadriláteros. En el módulo hidrodinámico, que constituye la base de Iber, se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D). El módulo de turbulencia permite incluir las tensiones turbulentas en el cálculo hidrodinámico, pudiéndose utilizar para ello diferentes modelos de turbulencia para aguas someras con diferente grado de complejidad. El módulo de transporte de sedimentos resuelve las ecuaciones de transporte de fondo y transporte turbulento en suspensión, calculando a partir del balance de masa de sedimento la evolución de la cota de fondo (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, E). 2010.

2.9 MODULO HIDRODINÁMICO

El módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de St. Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios. Asimismo, la hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad se cumple habitualmente en ríos y estuarios, aunque pueden existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a flujos locales tridimensionales o cuñas salinas. En estos casos es necesario estudiar la extensión de dichas zonas y su posible repercusión en los resultados del modelo. En la actualidad, los modelos numéricos basados en las ecuaciones de aguas someras bidimensionales son las más utilizadas en estudios de dinámica fluvial y litoral, evaluación de zonas inundables, y cálculo de transporte de sedimentos y contaminantes (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, E). 2010.

2.9.1 Ecuaciones hidrodinámicas

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

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_s \quad \dots (2.30)$$

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

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

En donde h es el calado, U_x , U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, Z_s es la elevación de lámina libre, τ_s es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento, τ_b es la fricción debido al rozamiento del fondo, ρ es la densidad del agua, Ω es la velocidad angular de la rotación de la tierra, λ es la latitud del punto considerado, τ_{xx}^e , τ_{xy}^e , τ_{yy}^e son las tensiones tangenciales efectivas horizontales, y M_s , M_x , M_y son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.

Se incluyen los siguientes términos fuente en las ecuaciones hidrodinámicas:

- Presión hidrostática
- Pendiente del fondo
- Tensiones tangenciales viscosas y turbulentas
- Rozamiento del fondo
- Rozamiento superficial por viento
- Precipitación
- Infiltración

Se modelan asimismo los frentes seco-mojado, tanto estacionarios como no estacionarios, que puedan aparecer en el dominio. Dichos frentes son fundamentales en la modelización de zonas inundables en ríos, así como en estuarios. De esta forma se introduce la posibilidad de evaluar la extensión de zonas inundables en ríos, así como el movimiento del frente de marea en estuarios y zonas costeras (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, E). 2010.

2.9.2 Fricción de fondo

El fondo ejerce una fuerza de rozamiento sobre el flujo que es equivalente al rozamiento con una pared, con la particularidad de que, en general, en ingeniería hidráulica la rugosidad del fondo es elevada, como ocurre en ríos y estuarios.

La fricción del fondo tiene un doble efecto en las ecuaciones de flujo. Por un lado produce una fuerza de fricción que se opone a la velocidad media, y por otro lado, produce turbulencia. Ambos efectos se pueden caracterizar por la velocidad de fricción U_f , que no es más que una forma de expresar la tensión tangencial de fondo con unidades de velocidad:

$$U_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad \dots (2.31)$$

Donde τ_b es el módulo de la fuerza de fricción de fondo, y ρ es la densidad del agua.

En los modelos promediados en profundidad no es posible calcular la velocidad de fricción por medio de funciones de pared estándar, tal y como se hace en los contornos tipo pared, ya que las ecuaciones no se resuelven en la dirección vertical. Por lo tanto, es necesario relacionar la velocidad de fricción U_f con la velocidad media promediada en profundidad mediante un coeficiente de fricción. La tensión de fondo se puede expresar como:

$$\tau_b = \rho U_f^2 = \rho C_f |U|^2 \quad \dots (2.32)$$

En donde C_f es el coeficiente de fricción de fondo. Existen diferentes expresiones que permiten aproximar el coeficiente de fricción C_f . La mayor parte de ellas asumen flujo uniforme en canal con un perfil logarítmico de velocidad en profundidad.

A diferencia de los modelos 1D, en los modelos 2D el radio hidráulico deja de definirse como área de la sección mojada entre perímetro mojado, ya que en 2D no tiene sentido el definir una sección transversal. Tomando una columna de fluido de anchura Δx y calado h , el radio hidráulico se calcularía como:

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{h\Delta x}{\Delta x} = h \quad \dots (2.33)$$

Por lo tanto, en los modelos 2D es lo mismo hablar de radio hidráulico y de calado.

La fricción de fondo se evalúa mediante la fórmula de Manning, la cual utiliza el coeficiente de Manning n como parámetro. La fórmula de Manning utiliza el siguiente coeficiente de rugosidad:

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}} \quad \dots (2.34)$$

2.9.3 Rozamiento superficial por viento

La fuerza de rozamiento realizada por el viento sobre la superficie libre se puede calcular a partir de la velocidad de viento a 10 metros de altura y un coeficiente de arrastre, utilizando la ecuación de Van Dorn (1953).

$$\tau_s = \rho C_{vd} V_{10}^2 \quad \dots (2.35)$$

Donde ρ es la densidad del agua, V_{10} la velocidad del viento a 10 metros de la altura y C_{vd} es el coeficiente de arrastre superficial. Por defecto se toma un coeficiente de arrastre de $C_{vd}=2.5 \cdot 10^{-6}$.

2.9.4 Tensiones efectivas

Las tensiones efectivas horizontales que aparecen en las ecuaciones hidrodinámicas incluyen los efectos de las tensiones viscosas, de las tensiones turbulentas y los términos de dispersión debido a la no homogeneidad en profundidad del perfil de velocidad.

$$\tau_{ij}^e = \tau_{ij}^v - \overline{u'_i u'_j} + D_{ij} \quad \dots (2.36)$$

En donde τ_{ij}^v son las tensiones viscosas, $\overline{u'_i u'_j}$ son las tensiones turbulentas (también llamadas tensiones de Reynolds), y D_{ij} son los términos de dispersión lateral.

2.9.5 Condiciones de contorno hidrodinámicas

En un problema bidimensional es necesario distinguir entre dos tipos de contorno: abiertos y cerrados. Los contornos cerrados, también llamados contornos de tipo pared, son impermeables, no permitiendo el paso del fluido a través de ellos.

a) Contornos cerrados

La presencia del contorno tipo pared genera una fuerza de rozamiento lateral en el fluido, de manera similar a la fricción ejercida por el rozamiento del fondo. Se pueden imponer las siguientes condiciones de contorno tipo pared.

- Condición de deslizamiento libre (tensión tangencial nula)
- Condición de fricción de pared (funciones de pared)

La condición de deslizamiento libre equivale a despreciar la tensión de rozamiento generada por los contornos tipo pared sobre el fluido. En general en ingeniería hidráulica, y especialmente en ingeniería fluvial, la superficie de contacto con los contornos laterales es mucho menor que la superficie de contacto con el fondo debido a la separación entre escalas horizontales y vertical, por lo que la fuerza de rozamiento en los contornos de pared se puede despreciar. En este caso se impondría una condición de deslizamiento libre en los contornos cerrados.

En problemas en los que la dimensión horizontal y vertical son similares (canales de sección muy estrecha) esta fuerza de rozamiento puede tener cierta importancia en el desarrollo del flujo, aunque en general la influencia es pequeña. Si se quiere tener en cuenta el efecto del rozamiento lateral se puede introducir una condición de contorno tipo fricción, que consiste en imponer una fuerza tangencial en dirección opuesta al flujo en el contorno. En este caso en Iber se distingue entre régimen turbulento liso y régimen turbulento rugoso en función de la rugosidad de la pared y de la velocidad del flujo en las proximidades de la pared.

La velocidad de fricción de pared (u_*) se define en función de la fricción de pared (τ_w) como:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_w}{\rho}} \quad \dots (2.37)$$

La velocidad tangencial a la pared puede expresarse como una función de la velocidad de fricción, de la altura de rugosidad y de la distancia a la pared como:

$$|u| = \frac{u_*}{k} \text{Ln}(E \cdot y^+) \quad \dots (2.38)$$

$$y^+ = \frac{y u_*}{\nu} \quad \dots (2.39)$$

Donde y es la distancia en perpendicular a la pared, y E es un parámetro cuyo valor depende de las características del flujo. Para el cálculo de E , en Iber se consideran condiciones de flujo turbulento liso, turbulento rugoso, y transición entre turbulento liso y rugoso (Tabla N° 2.4)

Cuadro N° 2.4: Fricción de pared

Tipo de régimen	$K_s^+ = \frac{K_s u_*}{\nu}$	$ u = \frac{u_*}{k} \text{Ln}(E \cdot y^+)$
Turbulento liso	$K_s^+ < 5$	$E = 9.0$
Turbulento rugoso	$5 < K_s^+ < 70$	$E = \frac{30}{K_s^+}$
Transición liso-rugoso	$K_s^+ > 70$	$E = \frac{1}{0.11 + 0.033K_s^+}$

Fuente: Manual de referencia hidráulica (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente), tabla 1.0. pág. 12

Se define régimen turbulento liso cuando se cumple la siguiente relación:

$$K_s^+ = \frac{K_s u_*}{\nu} < 5 \quad \dots (2.40)$$

Donde K_s es la altura de rugosidad de la pared, que es una medida de la rugosidad de la pared, y tiene unidades de longitud. En dichas condiciones la velocidad tangencial a la pared puede expresarse como una función de la velocidad de fricción y de la viscosidad cinemática como:

$$|u| = \frac{u_*}{k} \text{Ln} \left(9.0 \frac{y u_*}{\nu} \right) \quad \dots (2.41)$$

Se define régimen turbulento rugoso cuando se cumple la siguiente relación:

$$K_s^+ = \frac{K_s u_*}{\nu} > 70 \quad \dots (2.42)$$

En dichas condiciones la velocidad tangencial a la pared puede expresarse como una función de la velocidad de fricción y de la altura de rugosidad de fondo como:

$$|u| = \frac{u_*}{k} \text{Ln} \left(30 \frac{y}{K_s} \right) \quad \dots (2.43)$$

En la transición entre régimen turbulento liso y régimen turbulento rugoso, la velocidad tangencial a la pared se puede expresar en función de la velocidad de fricción, de la viscosidad cinemática y de la altura de rugosidad como.

$$|u| = \frac{u_*}{k} \operatorname{Ln} \left[\frac{y}{0.11 \frac{v}{u_*} + 0.033 \cdot K_s} \right] \quad \dots (2.44)$$

b) Contornos abiertos

En los contornos abiertos se pueden imponer diferentes tipos de condiciones de contorno. Para que las ecuaciones de aguas someras bidimensionales estén bien planteadas desde el punto de vista matemático, el número de condiciones a imponer en los contornos abiertos dependen de si se trata de un contorno de entrada o de salida de flujo, así como el tipo de régimen en el contorno (rápido/lento). En un contorno de entrada es necesario imponer 3 condiciones de contorno si el régimen subcrítico es suficiente con imponer 2 condiciones. En un contorno de salida es suficiente con imponer una única condición si el régimen es subcrítico, mientras que no es necesario imponer ninguna condición si el régimen es supercrítico. Si el usuario impone menos condiciones de las necesarias desde un punto de vista matemático las ecuaciones estarán indeterminadas y no se obtendrá una solución correcta. Las condiciones concretas a imponer pueden ser el calado, las componentes de la velocidad, o una combinación de ambos. En Iber se consideran diferentes opciones para imponer las condiciones de contorno, las cuales se recogen en la tabla N° 2.4.

Las mas habitual en hidráulica fluvial es que el flujo discorra en régimen lento en los contornos del tramo modelado. En este caso lo más habitual es imponer el calado o el nivel de la superficie libre en el contorno de aguas abajo. En el contorno aguas arriba se suele imponer el caudal total de entrada (m^3/s) y la dirección del flujo, que en general, a falta de datos más precisos, se asume perpendicular al contorno de entrada. Aunque menos habitual, también es posible introducir aguas arriba las componentes de la velocidad (m/s) o del caudal específico (m^2/s). En el caso de que se imponga el caudal total en el contorno de entrada, se realiza una distribución del caudal unitario (m^2/s) en el contorno de entrada, según la siguiente expresión:

$$q_n = \frac{h^{5/3}}{\int h^{5/3} \partial y} Q \quad \dots (2.45)$$

En donde q_n es el caudal específico (m^2/s) normal en cada punto del contorno de entrada, y Q es el caudal total de entrada por dicho contorno. La integral en el denominador se extiende a lo largo de todo el contorno considerado.

Además del calado, en el contorno de salida se considera la posibilidad de introducir condiciones de contorno tipo vertedero y tipo curva de gasto. La condición de contorno tipo vertedero establece la siguiente relación entre el caudal de salida y el calado en cada punto del contorno:

$$q = C_d (Z_s - Z_w)^{1.5} \quad \dots (2.46)$$

siendo C_d el coeficiente de descarga del vertedero, Z_s la cota de la lámina libre, y Z_w la cota superior del vertedero. El usuario debe introducir como datos el valor del coeficiente de descarga y la cota superior del vertedero.

La condición de contorno tipo curva de gasto establece una relación general entre el caudal de salida y la cota de la lámina de agua en cada punto de contorno. Dicha relación es introducida por el usuario en forma de una Tabla en la que se definen pares de valores de caudal específico y cota de la lámina de agua.

El conjunto de condiciones implementadas en Iber en los contornos abiertos se muestran en el cuadro 2.5.

Cuadro N° 2.5: Condiciones de contorno implementados en los contornos abiertos

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

Fuente: Manual de referencia hidráulica (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente), tabla 2.0. pág. 15

2.9.6 Zona de flujo preferente y zonas inundables

El Real Decreto 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, persigue como objetivo la protección de las personas y los bienes, y del medio ambiente, a través de la modificación de la normativa sobre inundaciones. Para definir y gestionar el dominio público hidráulico se definen las zonas de flujo preferente y las zonas inundables para avenidas asociadas a periodos de retorno de 100 y 500 años respectivamente (Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, E). 2010.

a) Zona de flujo preferente

La zona de flujo preferente es aquella zona constituida por la unión de la vía de intenso desagüe, y de la zona donde se puedan producir graves daños sobre las personas y los bienes, ambas zonas calculadas para la avenida de 100 años de periodo de retorno, quedando delimitado su límite exterior mediante la envolvente de ambas zonas.

A los efectos de la aplicación de la definición anterior, se considerará que pueden producirse graves daños sobre las personas y los bienes cuando las condiciones hidráulicas durante la avenida satisfagan uno o más de los siguientes criterios:

- Que el calado sea superior a 1m.
- Que la velocidad sea superior a 1m/s.
- Que el producto de ambas variables sea superior a 0.5 m²/s.

Se entiende por vía de intenso desagüe la zona por la que pasaría la avenida de 100 años de periodo de retorno sin producir una sobreelevación mayor que 0.3m, respecto a la cota de la lámina de agua que se produciría con esa misma avenida considerando toda la llanura de inundación existente. La sobreelevación anterior puede reducirse, a criterios del organismo de cuenca, hasta 0.1m cuando el incremento de la inundación pueda producir graves perjuicios o aumentarse hasta 0.5m en zonas rurales o cuando el incremento de la inundación produzca daños reducidos.

b) Zonas inundables

Se consideran zonas inundables las delimitadas por los niveles teóricos que alcanzarían las aguas en las avenidas cuyo periodo estadístico de retorno sea de quinientos años, es decir, las zonas a las que llega el agua ($h > 0$) para la avenida de los 500 años.

III.-MATERIALES Y METODOS

3.1 UBICACIÓN

La zona de estudio se encuentra en el Distrito de Vinchos, que está ubicado a 50 Km. al Sur Oeste de la ciudad de Ayacucho, en margen derecho de la cuenca del Rio Cachi.

3.1.1 Ubicación Política

Región : Ayacucho

Departamento : Ayacucho

Provincia : Huamanga

Distrito : Vinchos

Lugar : Vinchos

3.1.2 Ubicación Geográfica

Latitud Sur : 13°14'31"

Longitud Oeste : 74°21'16"

Altitud : 3150 – 4900 m.s.n.m.



Figura N° 3.1. Mapa de ubicación nacional

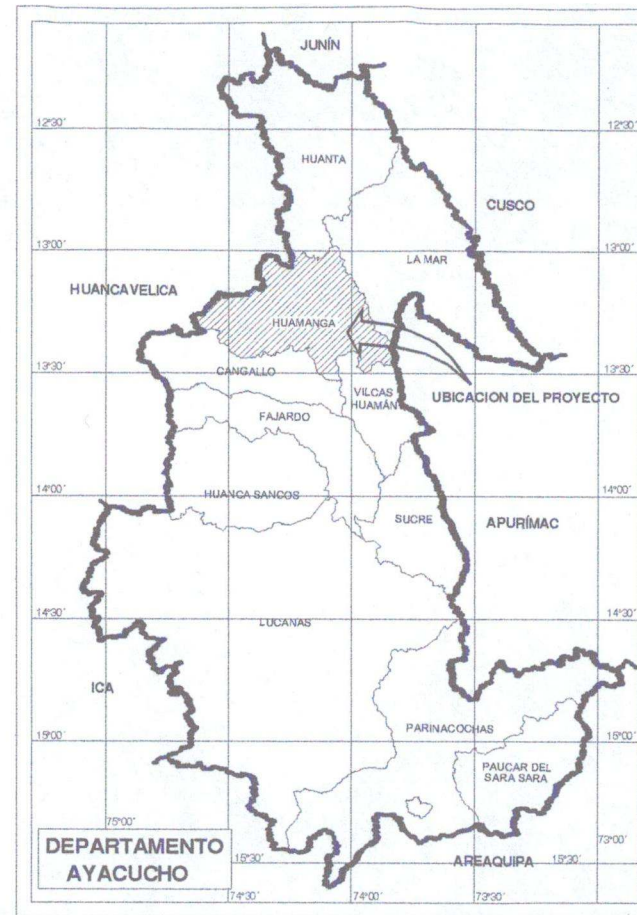


Figura N° 3.2. Mapa de ubicación regional y provincial



Figura N° 3.3. Mapa de ubicación distrital

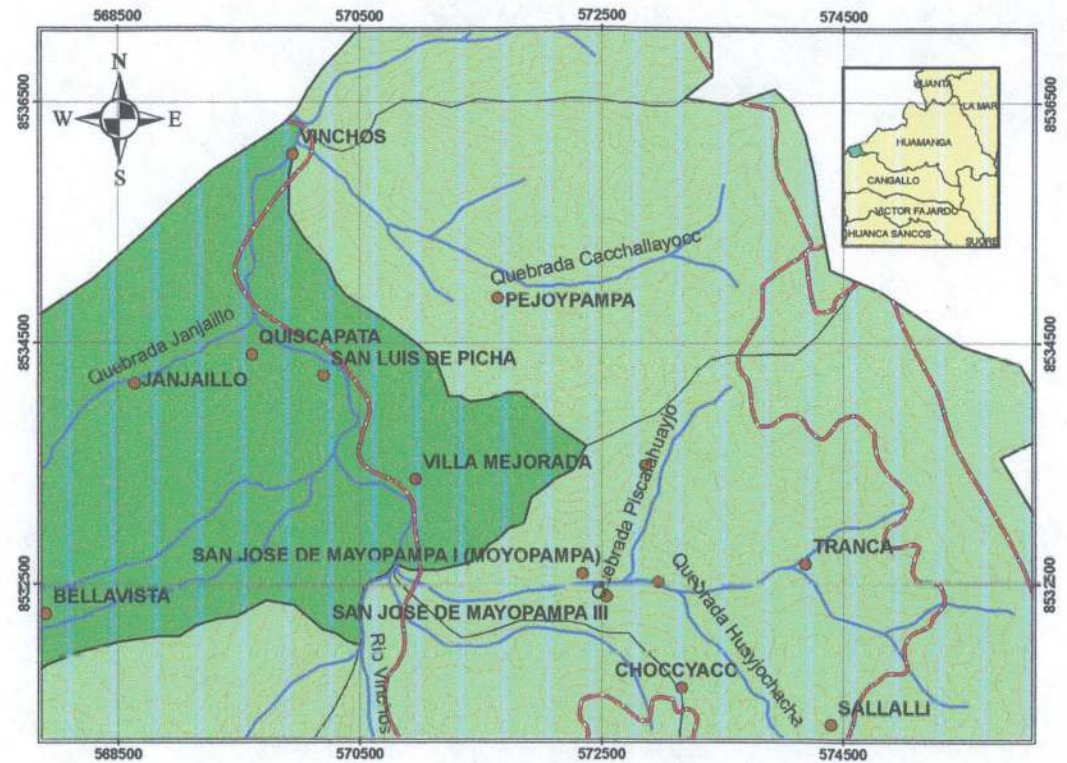


Figura N° 3.4. Mapa de ubicación de la zona de estudio

3.2.0 VIAS DE ACCESO

A la zona de estudio se tiene acceso vía carretera asfaltada Ayacucho-Arizona de 45 km. el tiempo de viaje es de una hora, a partir de la comunidad de Arizona se accede a través de una carretera afirmada al Distrito de Vinchos de 10 km., con un tiempo de viaje de 25 minutos.

Cuadro N° 3.1: Vías de acceso al proyecto

Desde	Hasta	Distancia (Kms.)	Tiempo (hora:min)	Tipo de vía	Estado
Ayacucho	Arizona	45.00	01:00	Carretera asfaltada	Buena
Arizona	Vinchos	10.00	00.25	Carretera afirmada	regular
TOTAL		55.00	01:25		

Fuente: Elaboración propia.

3.3.0 MATERIALES, EQUIPOS Y SOFTWARE

Entre los materiales, equipos y software que se utilizó durante la elaboración de estudio son:

3.3.1 Materiales

- Plano topográfico de planta y de perfil longitudinal
- Carta nacional digitalizada de los cuadrantes 27n y 27ñ
- Libreta de campo

3.3.2 Equipos

- Computadora portátil
- Impresora y escáner
- Cámara fotográfica
- Calculadora científica
- Estación total marca Sokia

- GPS
- Wincha de 50m.
- Otros

3.3.3 Software

- ArcGis 9.3
- HEC – HMS 3.5
- AutoCAD Civil 3D 2011
- Iber 1.9
- Google earth
- Microsoft office 2010

3.4.0 METODOLOGÍA

Para el desarrollo del presente trabajo se realizó los diversos procedimientos.

3.4.1 Ubicación del punto crítico donde se realizará la simulación hidráulica

Para la ubicación del punto crítico donde se han producido las inundaciones debido al desborde del río Cachi, donde se ha realizado trabajos de campo como levantamiento topográfico, aforo de caudales in situ, también se ha realizado la cuantificación de los daños causados por las inundaciones en el periodo Diciembre del 2,010 al mes de Marzo al 2,011.

Los trabajos topográficos consistió en el levantamiento planimétrico y altimétrico del tramo comprendido entre el primer puente que esta adyacente al patio del colegio y 275 metros aguas abajo del segundo puente de Vinchos. La ejecución del levantamiento topográfico comprendió tres fases: La primera fase, inspección del lugar para definir la zona de evaluación; la segunda fase, toma de dato altimétrico y planimétrico en la zona de estudio, con una estación total y la tercera fase, toma de datos de las características geométricas del tramo en evaluación.

3.4.2 Características de los arroyos y de las cuencas

Las características físicas de los arroyos, como longitud, la elevación del río arriba y río abajo, pendiente, son extraídos de los datos del terreno y almacenados como atributos en la tabla de río. Similarmente, las características físicas de las subcuencas, como la longitud del flujo más largo, las longitudes de flujo centroidal, y pendientes, son extraídos de los datos del terreno y guardado como atributos en la tabla de la cuenca. La versión actual del programa GIS enfoca sobre la extracción de las características física en vez de los parámetros hidrológicos. Las tablas de las características físicas pueden ser exportadas al modelo HEC-HMS 3.5 y es muy usado para estimar los parámetros hidrológicos.

3.4.3 Determinación de parámetros de las subcuencas

La cuenca en estudio contempla el río Cachi, los mismos que presentan características fisiográficas, que fueron obtenidos utilizando el Sistema de Información Geográfica consistente en la representación de mapas cartográficas en escalas 1:175,000 de la cuenca de Cachi, permitiendo visualizar el MDT de la cuenca y desplegar los mapas con variables hidrológicas empleadas por el modelo. Delimitando las subcuencas; estimando los parámetros hidrológicos de las subcuencas y la red de drenaje.

La cuenca topográfica se ha delimitado por la línea de divisoria de las aguas, uniendo las proyecciones de los puntos de máximas alturas, manteniendo el criterio que el agua que cae en ellos estaría en la disyuntiva de escurrir en la cuenca y llegar al dren. Con la ayuda del programa SIG se ha determinado las áreas y el perímetro comprendidos entre las curvas de nivel y la demarcación de la cuenca, figura 3.5 y 3.6.

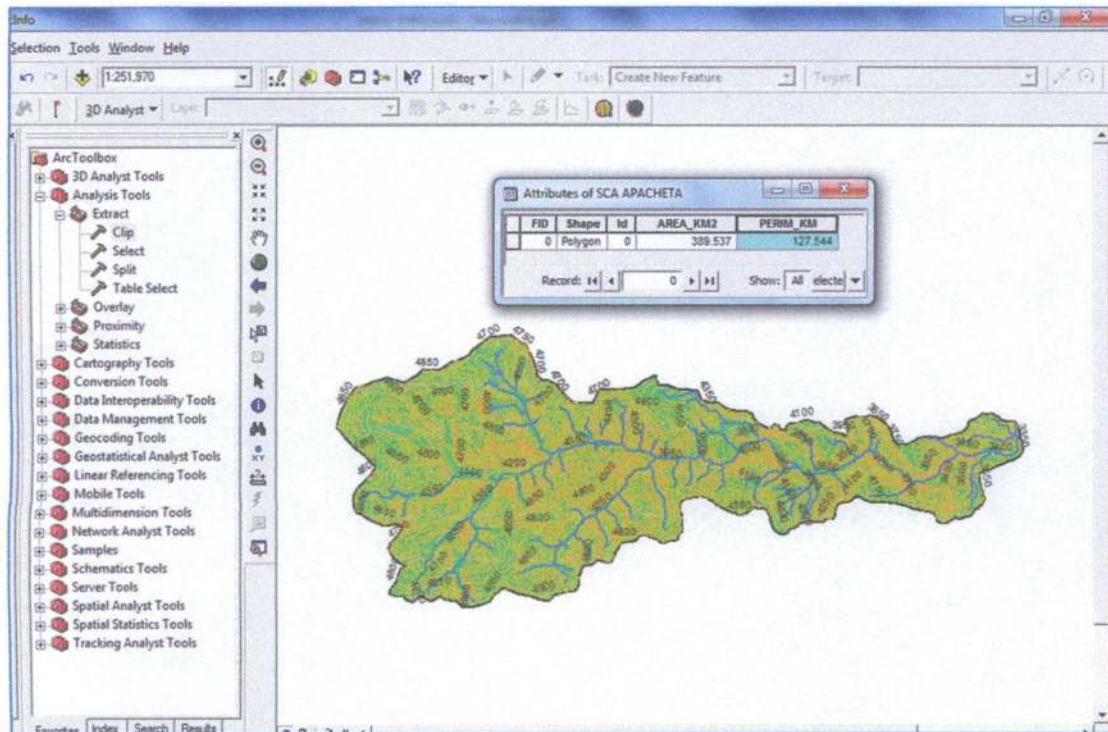


Figura N° 3.5. Determinando área y perímetro de la sub cuenca N° 01

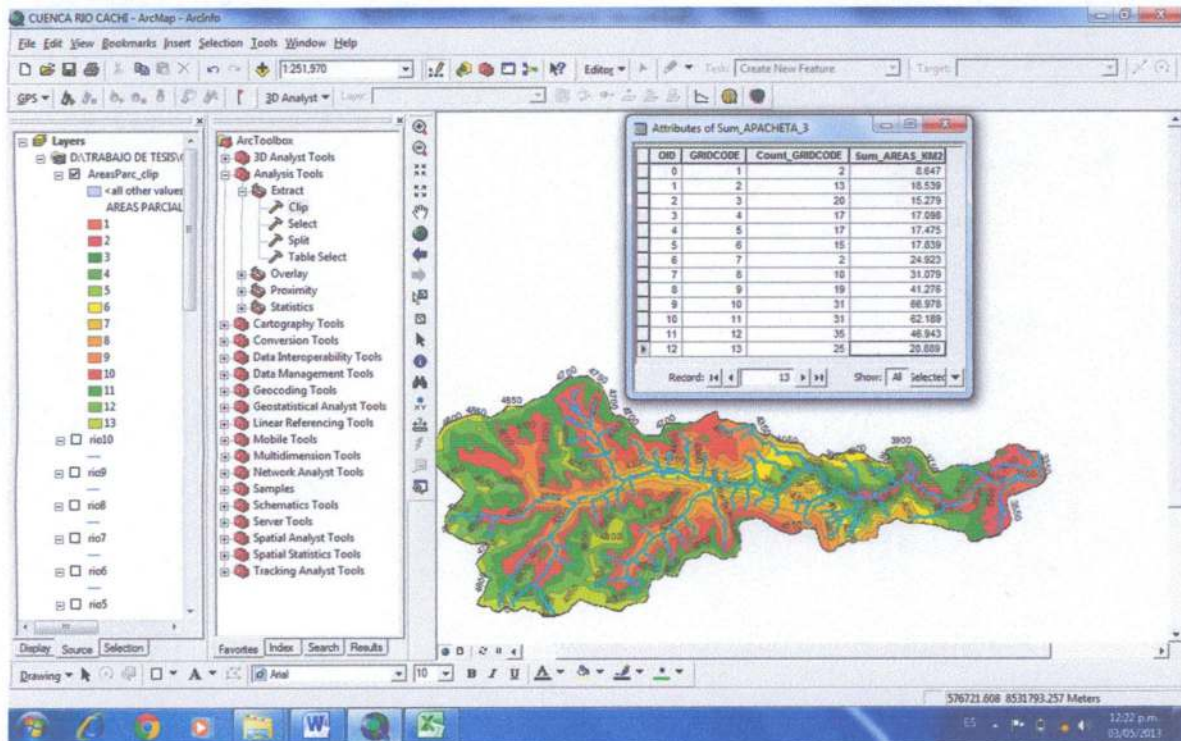


Figura N° 3.6. Determinando áreas parciales de sub cuenca N° 01

La longitud del cauce principal ha sido determinado con la ayuda de las herramientas de SIG, este parámetro nos permite calcular tiempo de concentración y pendiente del río principal de cada una de las subcuencas en estudio, figura 3.7.

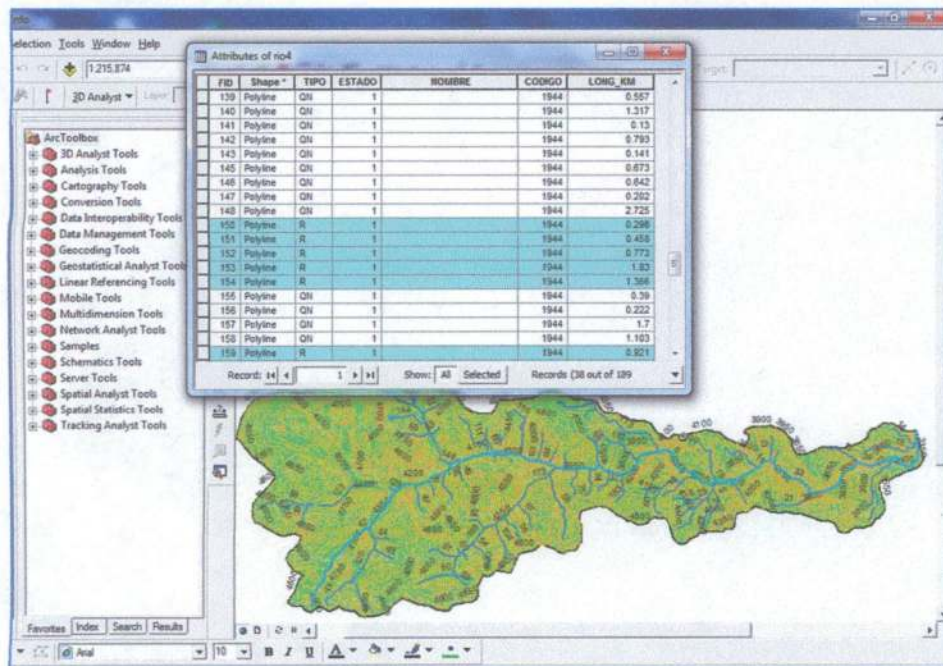


Figura N° 3.7. Determinando la longitud del curso principal (L) de la sub cuenca N° 01

El coeficiente de compacidad (K_c), factor de forma (F_f), densidad de drenaje (D_d), extensión media de la escorrentía superficial (E_s), pendiente de la cuenca (S), elevación media de la cuenca (H), pendiente del cauce (S) y las dimensiones del rectángulo equivalente (L , l) de cada una de las subcuencas fueron obtenidos con las ecuaciones (2.2), (2.3), (2.4), (2.5), (2.6), (2.7), (2.8 y 2.9) y (2.10 y 2.11) respectivamente. Esto de acuerdo a los parámetros geomorfológicos de cada una de las subcuencas de la cuenca Cachi.

3.4.4 Mapa base de cuenca Cachi

Para la realización del siguiente mapa fue necesario incorporar capas provenientes de otras instituciones como INRENA (Instituto Nacional de Recursos Naturales) y GRA (Gobierno Regional de Ayacucho), estas capas son:

- Fisiografía
- Hidrografía
- Forestal
- Geomorfología
- Vial
- Limites

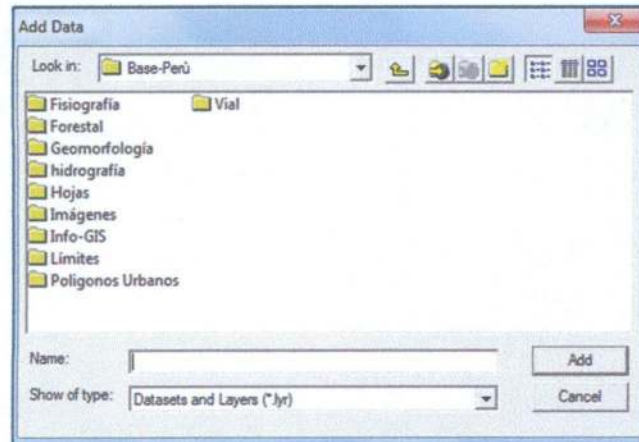


Figura N° 3.8. Base de datos de ArcGis

Gracias a esta cobertura de capas base se procedió a hacer la delimitación de la cuenca, las mismas que son motivo de estudio de la presente tesis, esta delimitación se logra a partir del divortium acuarium, es decir de las cotas más altas que circundan a las cuencas.

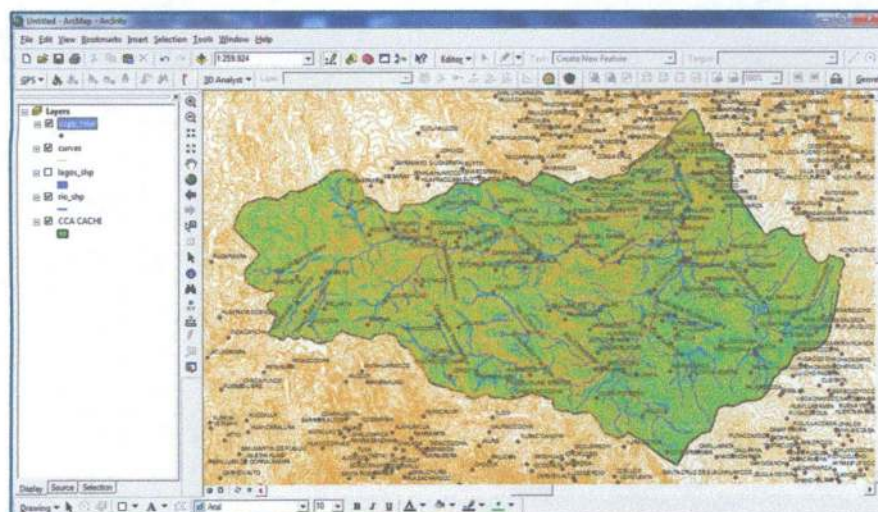


Figura N° 3.9. Visualización panorámica de toda la cuenca Cachi, teniendo una perspectiva de cuál es el área a delimitar

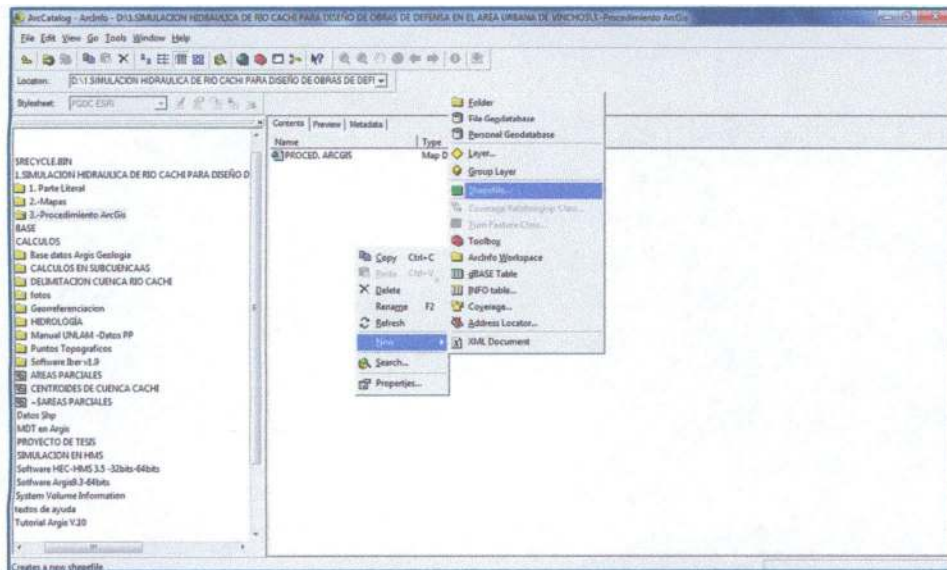


Figura N° 3.10. Creando un tema nuevo mediante ArcCatalog en la cual se almacenara la información de la delimitación de la cuenca

Procede mediante el ratón (mouse) a crear segmentos continuos cerrados que determinaran los espacios comprendidos en cada sub cuenca. De la misma manera para los demás subcuencas y el resultado se muestra en el mapa base de la cuenca Cachi, lamina (P-01).

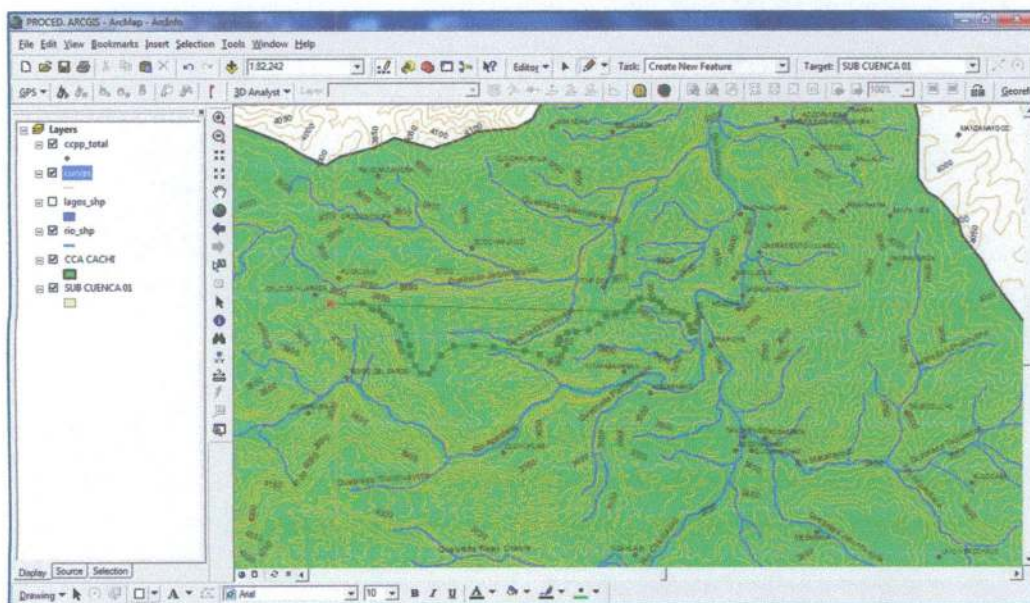


Figura N° 3.11. Delimitación de sub cuenca N° 01

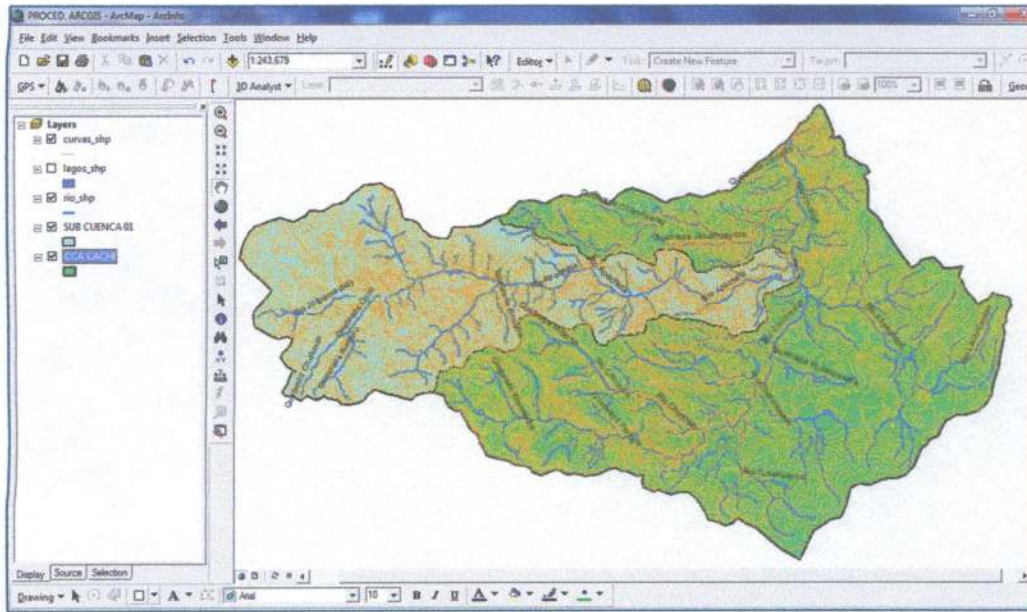


Figura N° 3.12. Sub cuenca N° 01 delimitado

Se procede de la misma manera para los demás subcuencas de estudio.

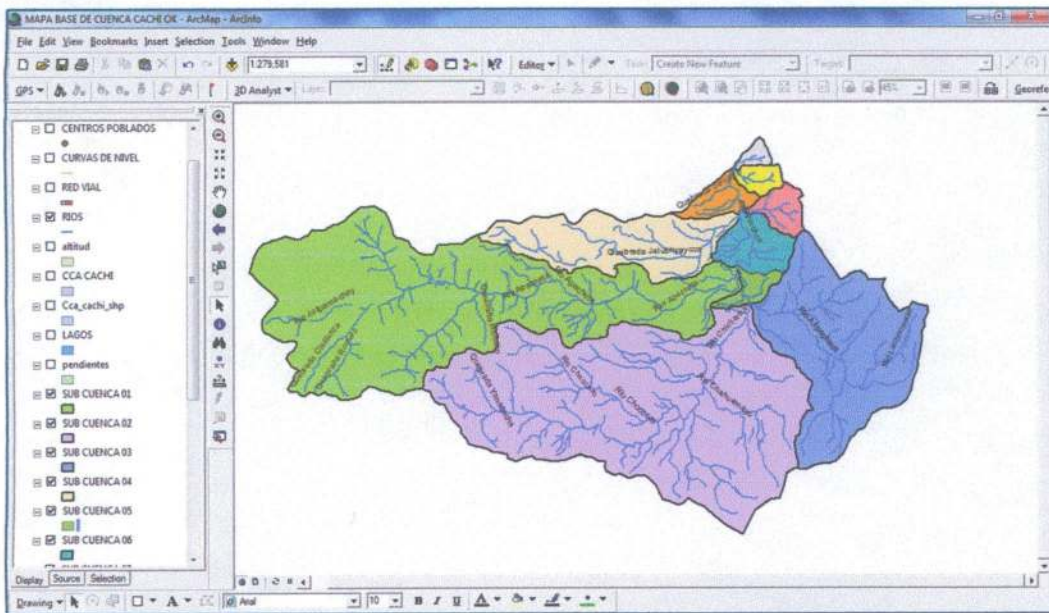


Figura N° 3.13. Identificando las subcuencas de Cachi a colores

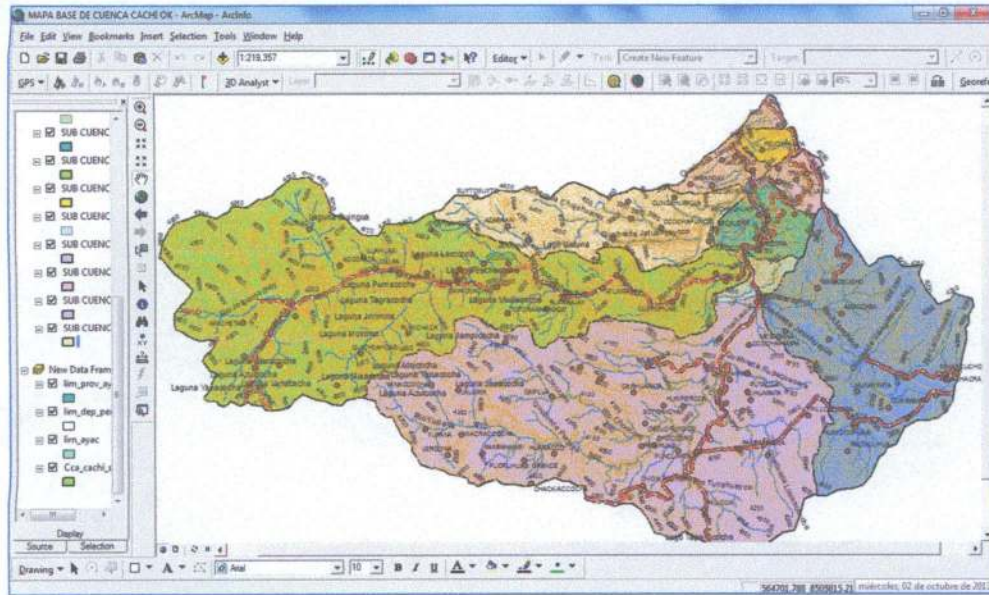


Figura N° 3.14. Vista de subcuencas delimitados

3.4.5 Mapa de tipos de Ríos

Es importante la identificación de las categorías de ríos que se presenta en dicha área de estudio lo que permitirá trabajar con los parámetros hidrológicos de la cuenca. Por lo que se prioriza la muestra de las diferentes categorías de ríos, así como su inclusión dentro del contexto de la cuenca de estudio, muestra la mapa de redes de ríos en la figura 3.16.

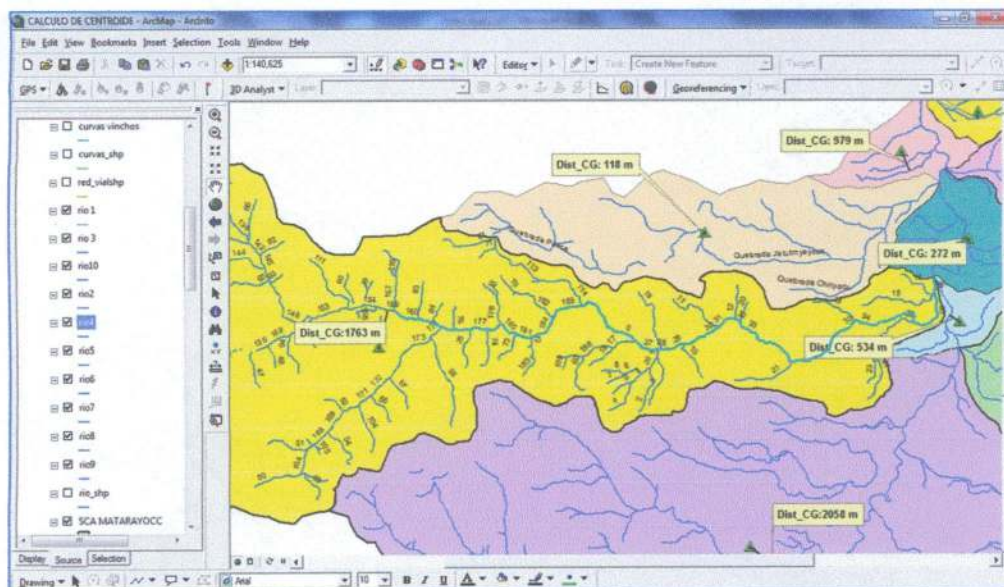


Figura N° 3.15. Realizando la segmentación en los cursos de los ríos, para luego determinar la longitud desde el centroide hasta la salida de la sub cuenca

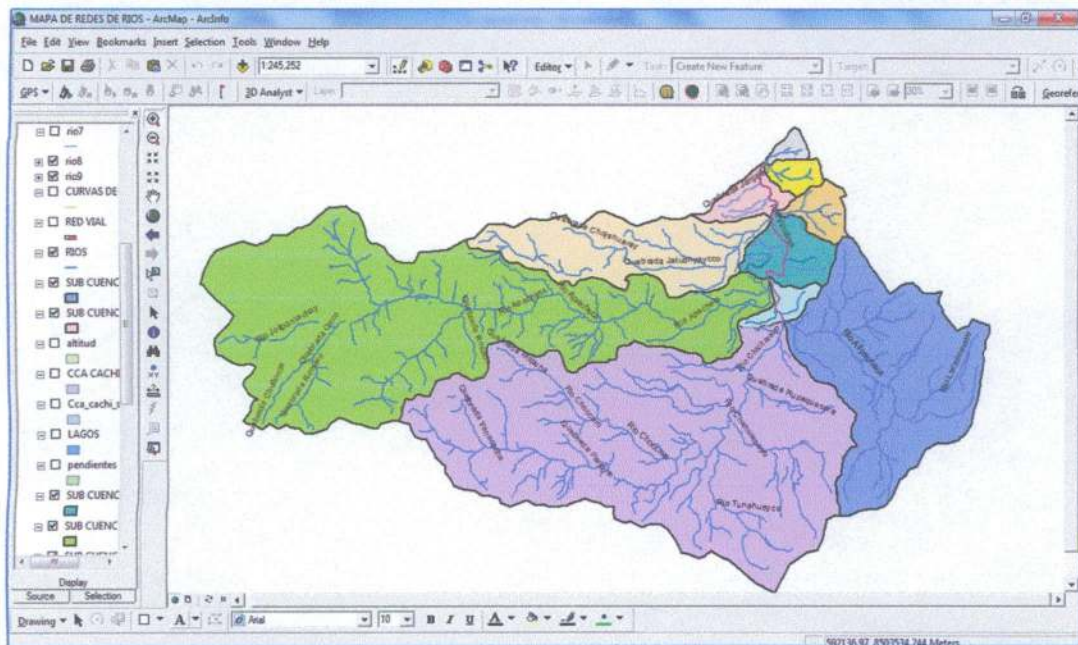


Figura N° 3.16. Resultado de la obtención de tipos de río en cada sub cuenca en estudio

Asimismo se puede ver en la figura 3.15 la determinación de la longitud desde el centro de gravedad de la subcuenca hasta el punto de salida de la misma, lo cual es un parámetro muy importante en la determinación de los tiempos de retardo.

3.4.6 Mapa de datos hidrológicos

Para este mapa la prioridad es la muestra de los principales datos contenidos en cada sub cuenca, es decir el centroide, y L_{CG} .

Para determinar el centroide (centro de Gravedad de la cuenca), es mediante una función inherente del software. Para determinar los centros de gravedad de las subcuencas se ha hecho el uso del programa SIG, el cual mediante la tabla de atributos nos ofrece las opciones para calcular dicho dato, como se puede ver en la figura 3.17. El mapa de ubicación de centroides se muestra en la lámina (P-03).

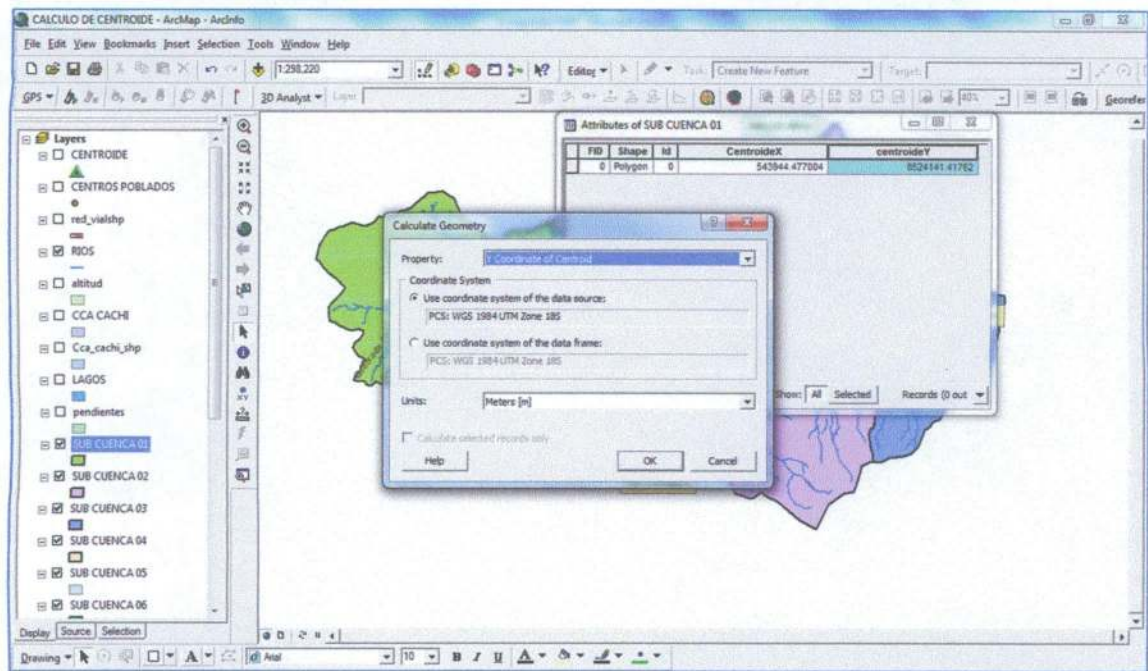


Figura N° 3.17. Determinando el centro de gravedad de la sub cuenca N° 01

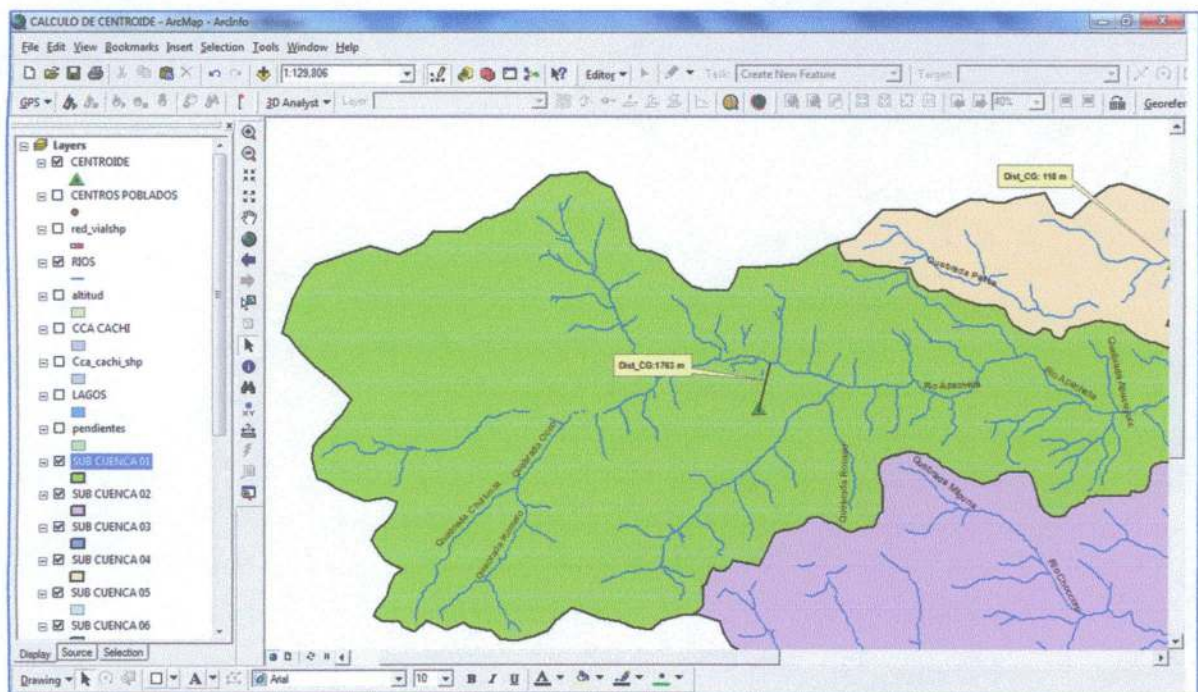


Figura N° 3.18. Muestra de perpendicular del centroide al cauce principal de la sub cuenca N° 01

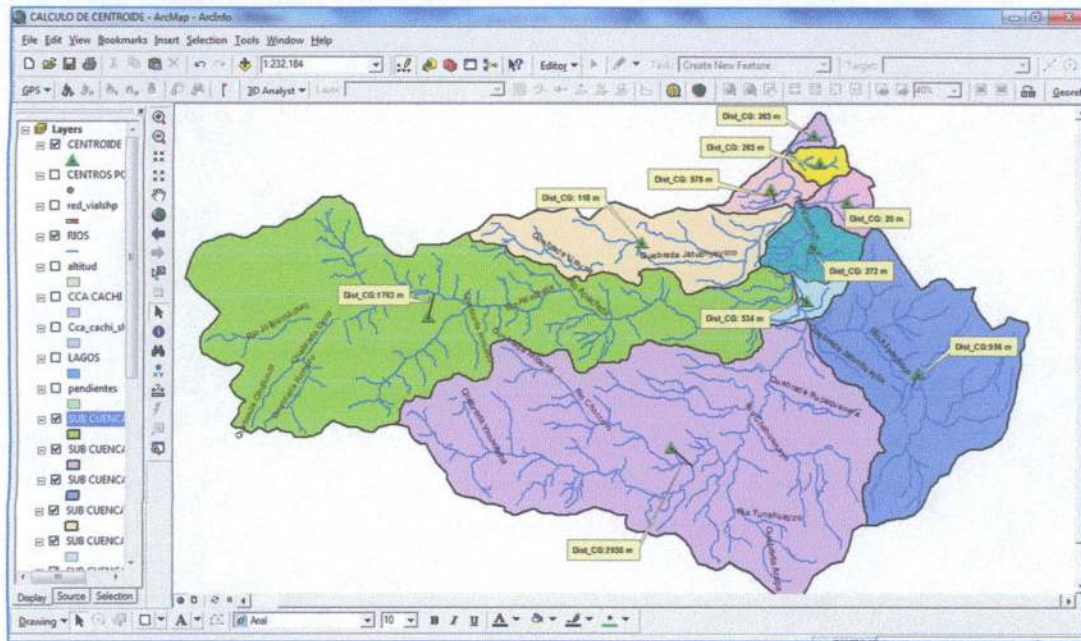


Figura N° 3.19. Presentación de capas de delimitación, centroides y ríos

3.4.7 Mapa de elevación del terreno

Para que podamos seguir elaborando mapas importantes como el mapa de pendiente entre otros, se nos hace imprescindible elaborar un modelo digital elevación (MDT), a partir de las curvas comprendidas dentro del área de trabajo.

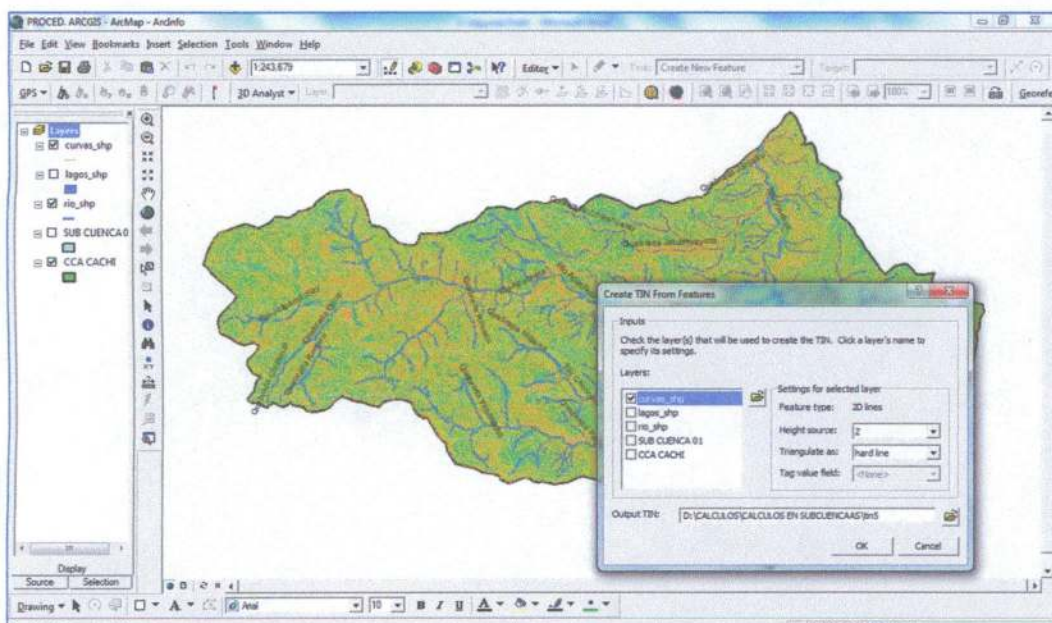


Figura N° 3.20. Creación de modelo de elevación digital (MDT) de la cuenca Cacha

Finalmente cuando la extensión 3D Analyst termino de elaborar el modelo tridimensional, procedemos categorizar los colores por rangos de altura. Para este caso usamos cada 185 metros, tal como se muestra en la figura 3.21.

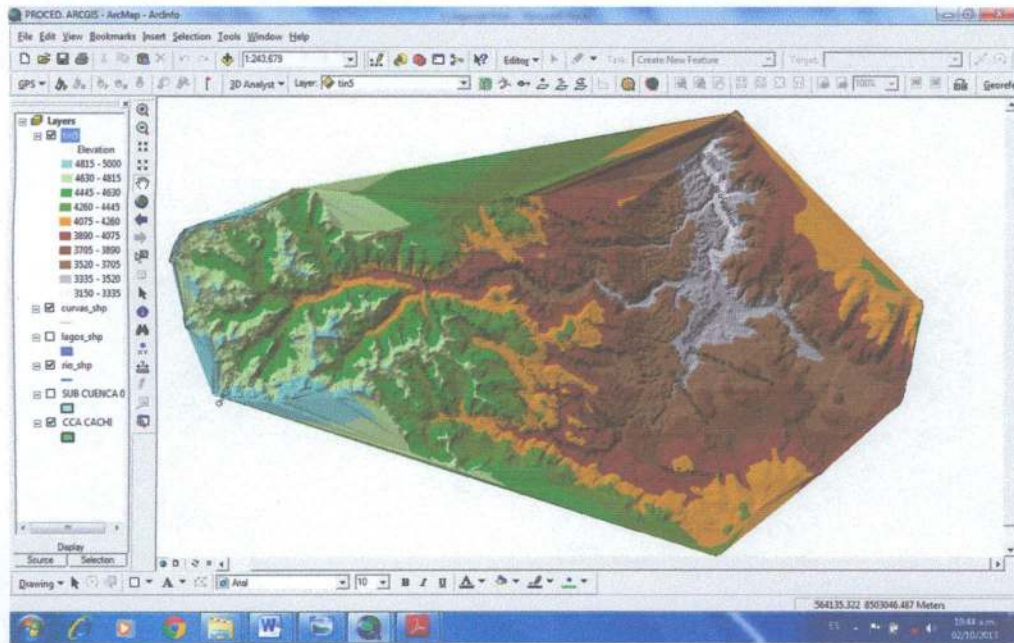


Figura N° 3.21. Categorización de colores según rangos de altura de la cuenca Cachi

3.4.8 Mapa de pendientes

La pendiente se establece tomando la diferencia de altura por la distancia, lo cual constituye un dato vital para análisis de toda la cuenca, ya que los procesos de degradación de suelo, escurrimiento, etc. son directamente proporcionales al grado de pendiente que poseen estos espacios.

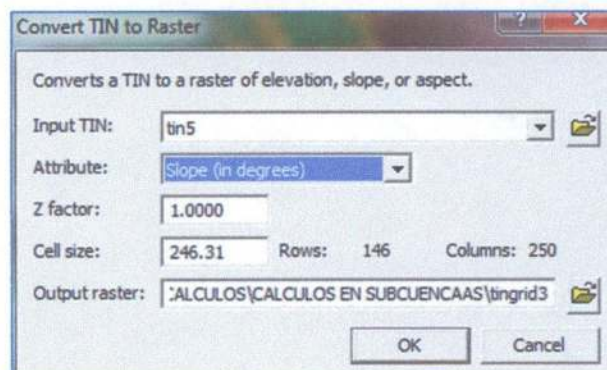


Figura N° 3.22. Convirtiendo Tin a Raster de la cuenca Cachi

Una vez convertido a formato Raster categorizamos en la opción clasificar los rangos de pendiente cada 5 grados como se muestra en la figura 3.23.

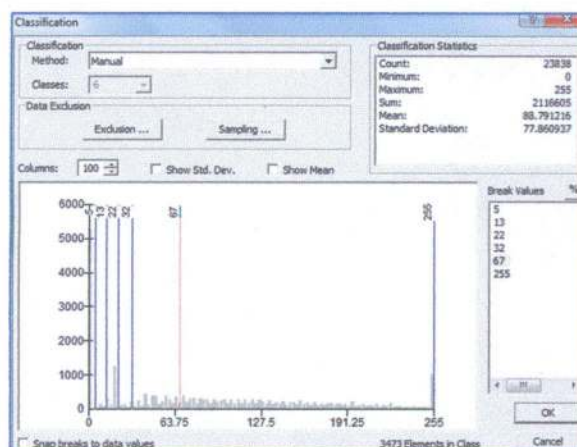


Figura N° 3.23. Clasificación de colores según rangos de pendiente en unidad de grados

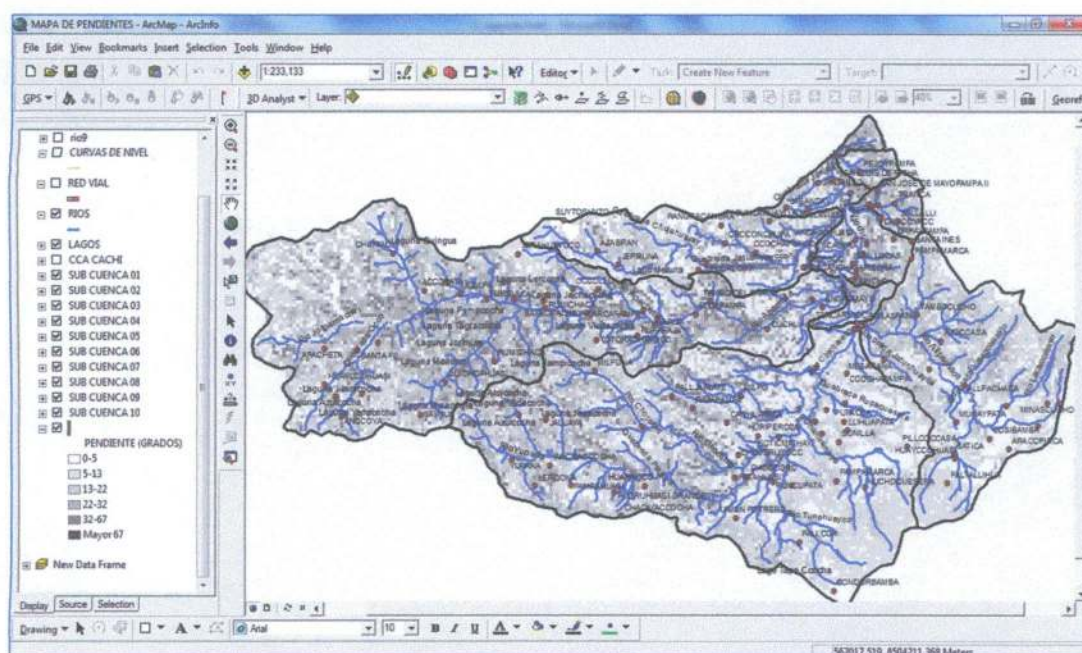


Figura N° 3.24. Vista de mapa de pendientes de la cuenca Cacha

3.4.9 Mapa de capacidad de uso mayor de suelos

Este mapa es producido con información temática producida por el instituto de INRENA. Para la producción del siguiente mapa solo nos limitamos a categorizar los colores de las leyendas e incluir las otras coberturas que nos ayudaran a comprender nuestra área de estudio.

Esta cobertura nos presenta las diferentes alternativas del uso del suelo, en estos espacios.

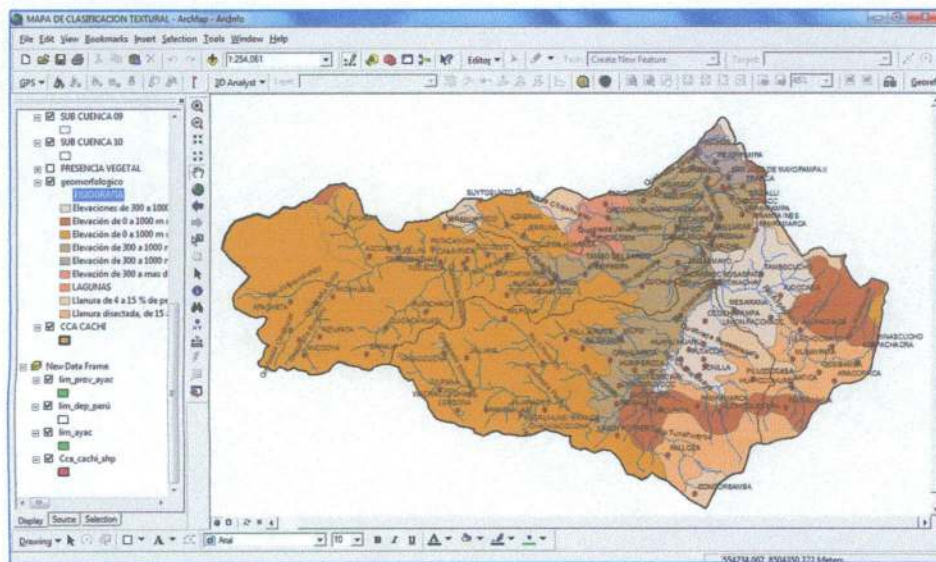


Figura N° 3.25. Capacidad de uso mayor de suelo en la cuenca Cachi

3.4.10 Mapa de cobertura vegetal

En forma similar que el mapa anterior esta información también fue producida por el ONER.

De acuerdo a lo que se aprecia en nuestro mapa la mayor cantidad de presencia vegetal que se presenta es el pajonal y césped de puna.

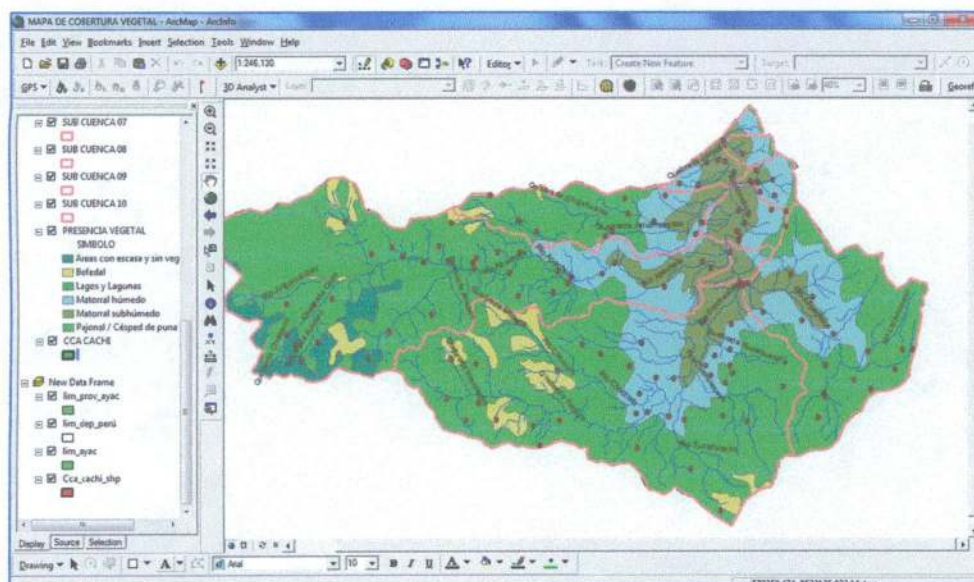


Figura N° 3.26. Cobertura vegetal de la cuenca de Cachi

3.4.11 Análisis hidrológico de la cuenca en estudio

De acuerdo al conocimiento del ciclo hidrológico, el agua superficial, flujo superficial o escorrentía superficial es el agua que se encuentra fluyendo sobre la superficie de la tierra. El flujo en canales es la principal forma de flujo de agua superficial. Cuando decimos canales nos estamos refiriendo también a los ríos y quebradas.

En los ríos el caudal es siempre variable, según el régimen hidrológico de la cuenca, en una escala de tiempo estacional o bien restringido a un episodio meteorológico. Ciertos caudales infrecuentes pero no extraordinarios, son importantes para el río en sentido de que le conforme el cauce, y además existen las avenidas extraordinarias, las cuales pueden transformar radicalmente la naturaleza o el curso del río. No hay que olvidar los caudales menores pero duraderos.

Una creciente o avenida es un caudal de gran magnitud que desborda los ríos, quebradas y canales artificiales. Al hidrólogo interesa estudiar el caudal, creciente o avenida de diseño para estructuras de conducción (canales, obras de demasía, bocatomas, defensas ribereñas, etc.) y para estructura de regulación (embalses).

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

3.4.12 Determinación de tiempo de concentración

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca, y se determinado con la fórmula de Kirpich o de California, utilizando la ecuación (2.12); que está en función a las características geomorfológicas de la cuenca.

3.4.13 Cálculo del hietograma de precipitación de diseño

Este hietograma fue construido mediante el método del bloque alterno, en el cual primero se obtendrá las intensidades máximas presentada en la zona en estudio mediante las ecuaciones por IILA-SENAMHI-UNI (2.15 y 2.16), para diferentes periodos de retorno.

Para construir el hietograma de diseño, mediante el método de bloque alterno, para periodos de retorno de 50, 100 y 200 años, se ha considerado un tiempo total de duración de lluvia efectiva de 24 horas, desde las 00.00 horas hasta las 24.00 horas del día dos de febrero del año 2011. El hietograma de diseño fue calculado en intervalos de tiempo de 20 minutos.

Este patrón se introduce en la base de datos del HEC-HMS y junto con la información suministrada constituye la base para efectuar la simulación posterior en el programa.

3.4.14 Modelamiento hidrológico de la cuenca Cachi – Hec HMS

a) Modelo de la cuenca

El área total de la cuenca es subdividido en subcuencas desde la parte superior hasta la estación de aforo puente Vinchos, como se muestra en la figura 3.27.

El área de proyecto completo y la red de ríos asociados, fueron configuradas en 10 unidades vertientes o subcuencas y tres tramos de cauce.

La cuadro N° 4.2, presenta información de los parámetros de cálculo de la abstracción en la cuenca a través del método de SCS, la misma que se encuentra en función del número de curva (CN), el almacenamiento potencial (S) y la abstracción inicial (I_a). Los valores de Numero de Curva de las subcuencas fueron calculados a partir de los planos de cobertura vegetal (P-06), mapa de uso de suelo (P-07) y el mapa de pendientes (P-05) y el valor final resulta de la ponderación de los valores individuales distribuidos espacialmente asignados según la cuadro: 2.2 de Ven Te Chow.

La cuadro N° 4.3 resume el cálculo de los parámetros de transformación de la precipitación en escorrentía a nivel de subcuencas, aplicando el método del Hidrograma de SCS. Donde L es la longitud de cauce más largo y Tlag son parámetros de forma del hidrograma de SCS.

La cuadro N° 4.4, muestra los parámetros calculados para efectuar el tránsito de las ondas formadas en las subcuencas a través de los cauces hasta llegar a la salida de la cuenca. El método seleccionado es el método de Muskingum.

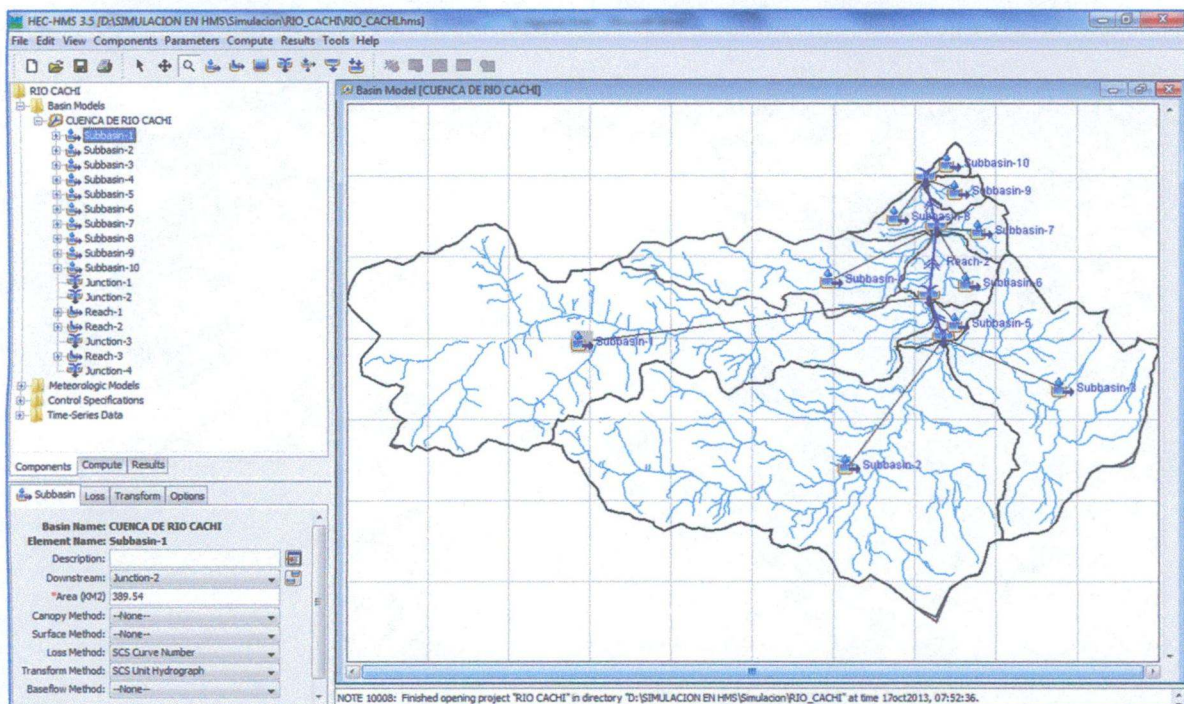


Figura N° 3.27. Modelo de cuenca e interconexión de subcuencas -Cachí

b) Modelo meteorológico

El modelo meteorológico se construyó a partir de las curvas IDF de IILA-SENAMHI-UNI, mediante el método de bloque alterno, para periodos de retorno de 50, 100 y 200 años, se ha considerado un tiempo total de duración de lluvia efectiva de 24 horas, desde las 00.00 horas hasta las 24.00 horas del día dos de febrero del año 2011. El hietograma de diseño fue calculado en intervalos de tiempo de 20 minutos, tal como se puede ver en la figura 3.28.

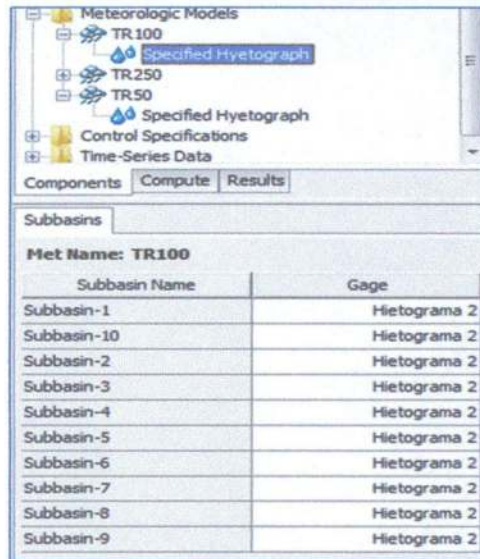


Figura N° 3.28. Cuadro de diálogo de Modelo Meteorológico

c) Control de especificaciones

Para obtener los hidrogramas de máximas avenidas se ha considerado extender el tiempo de salida de la lluvia en 12 horas, es decir desde las 06:00 horas del día 01 de febrero de 2011 hasta las 18:00 horas del día 02 de febrero de 2011. Esto se realiza para observar en forma completa el hidrograma de salida de la sub cuenca, como se muestra en la figura 3.29, esta extensión del tiempo no altera de ninguna manera los valores del hidrograma.

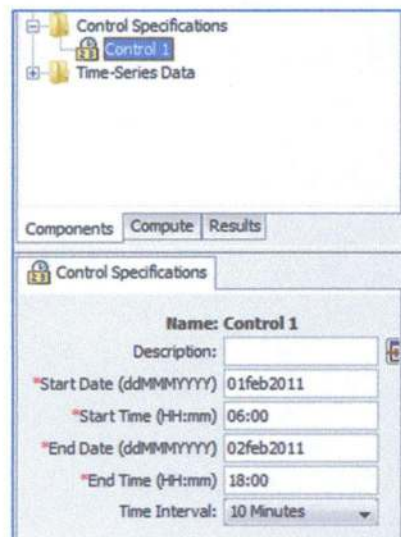


Figura N° 3.29. Cuadro de diálogo de control de especificaciones

a) Hidrogramas resultantes

Los hidrogramas de avenida fueron calculados para periodos de retorno de 50, 100 y 250 años, y son presentados en las figuras 4.6, 4.7 y 4.8. Así mismo se presentan los caudales máximos del hidrograma en el cuadro N° 4.5.

El hidrograma total es acompañado por los hidrogramas parciales o de las subcuencas. En la cuenca Cachi, el hidrograma total se obtiene en la estación de aforo (puente Vinchos).

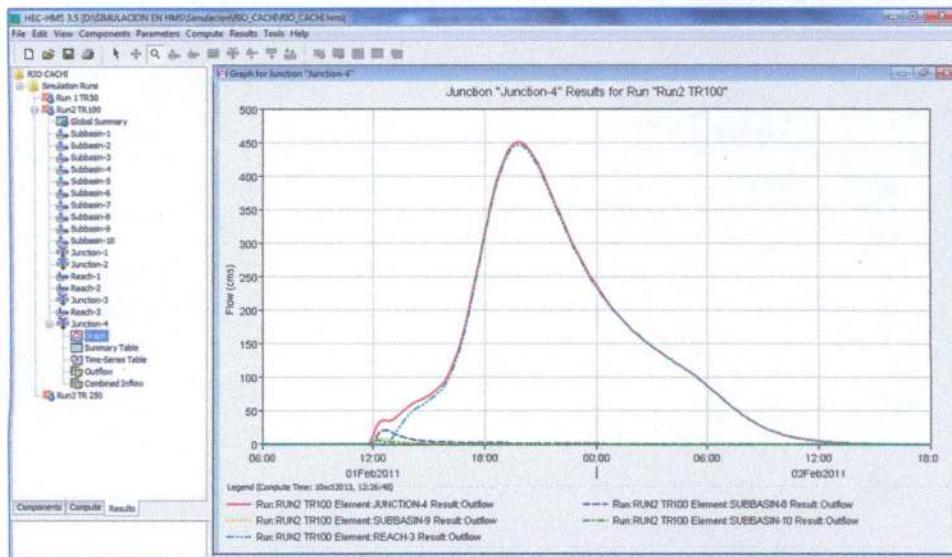


Figura N° 3.30. Hidrograma resultante en la cuenca Cachi para un período de retorno de 100 años

3.4.15 Estimación de caudal máximo por método directo

Para calcular el caudal máximo por el método sección y pendiente se realizó de la siguiente manera.

- Selección de un tramo del río representativo, suficientemente profundo, que contenga al nivel de las aguas máximas.
- Levantamiento de secciones transversales en cada extremo del tramo elegido, y determinar:

A_1, A_2 = Áreas hidráulicas

P_1, P_2 = Perímetros mojados

R_1, R_2 = Radios hidráulicas

$$R_i = \frac{A_i}{P_i}$$

$$A = \frac{A_1 + A_2}{2}$$

$$R = \frac{R_1 + R_2}{2}$$

- Determinar la pendiente S , de la superficie libre del agua con las huellas de la avenida máxima en análisis.
- Elegir el coeficiente de rugosidad n de Manning de acuerdo a las condiciones físicas del cauce (Tabla 6.2, Villón, 2002), que en nuestro caso es 0.035, para un canal natural, con lecho pedregoso y bordos de tierra.
- Finalmente aplicar la fórmula de Manning, ecuación (2.28).

3.4.15 Modelamiento hidráulico del río Cachi con IBER

Para realizar la simulación con el software Iber se procedió de la siguiente manera:

a) Georeferenciación de la ortofoto

Georeferenciar la imagen de fondo con el plano de planta del levantamiento topográfico de la zona de estudio, con la herramienta *Georeferencig* de GIS.

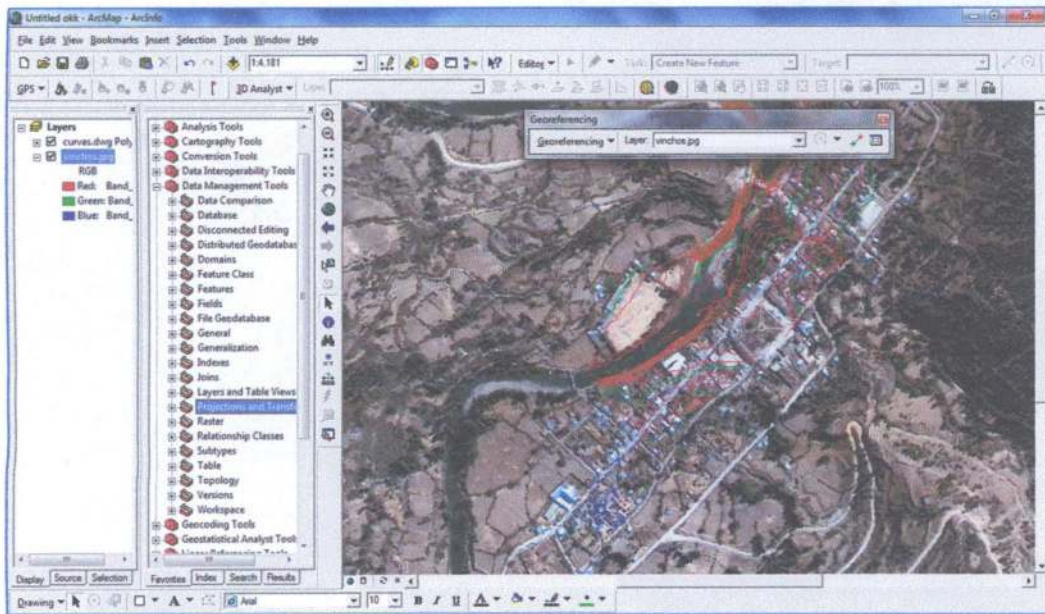


Figura N° 3.31. Vista de georeferenciación de la ortofoto de la zona de estudio

b) Crear MDT de la zona de estudio

Con la herramienta de GIS se ha creado el modelo digital del terreno en tres dimensiones.

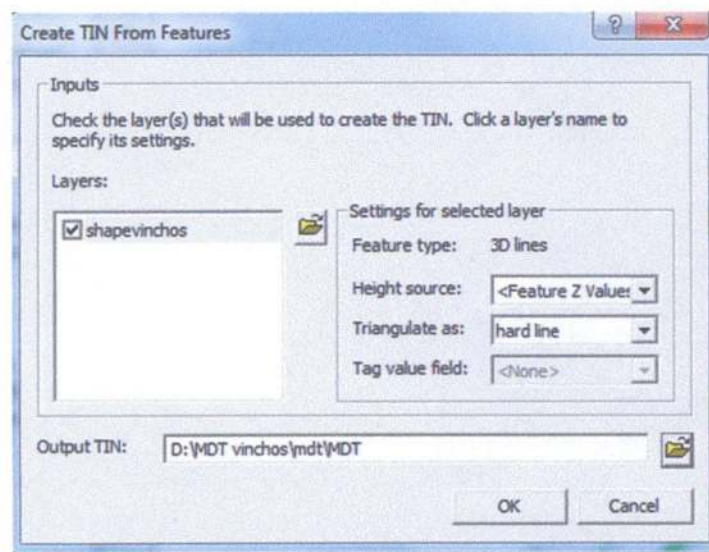


Figura N° 3.32. Cuadro de diálogo de creación de TIN

c) Convertir TIN a Raster

Con la herramienta de GIS se ha convertido el modelo digital del terreno (MDT) a formato Raster, seleccionando MDT creado, luego en la opción Cell size cambiamos a uno y clic en ok.

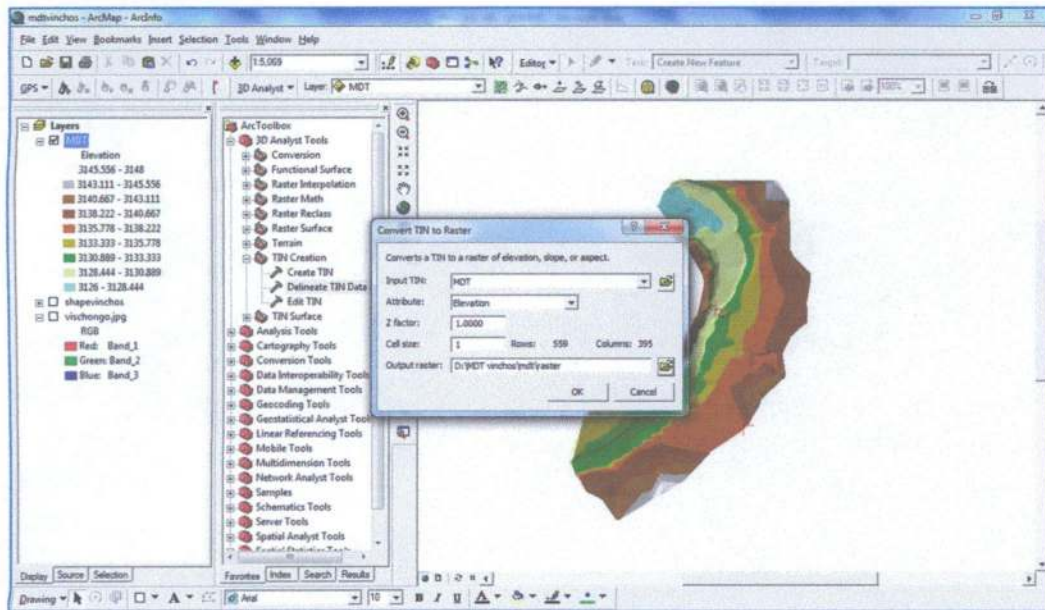


Figura N° 3.33. Cuadro de diálogo de conversión de TIN a RASTER de la zona de estudio

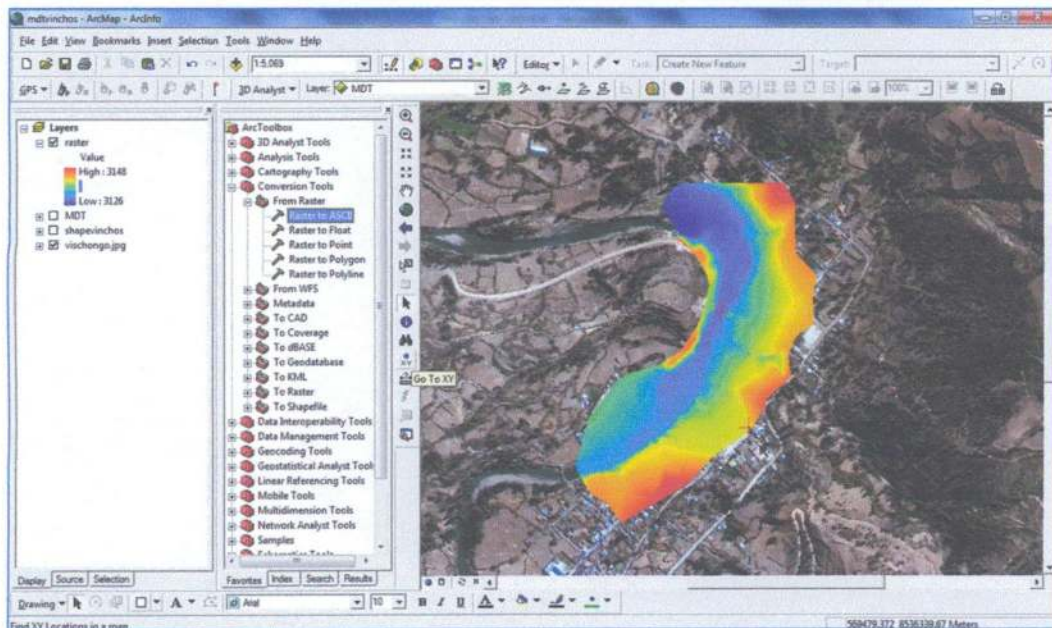


Figura N° 3.34. Vista de zona de estudio en formato de Raster

d) **Conversión de Raster a ASCII**

La exportación de una Raster a ASCII se hizo con la opción *ArcToolbox>Conversion Tools>From Raster>Raster to ASCII* y clic en *Ok*.

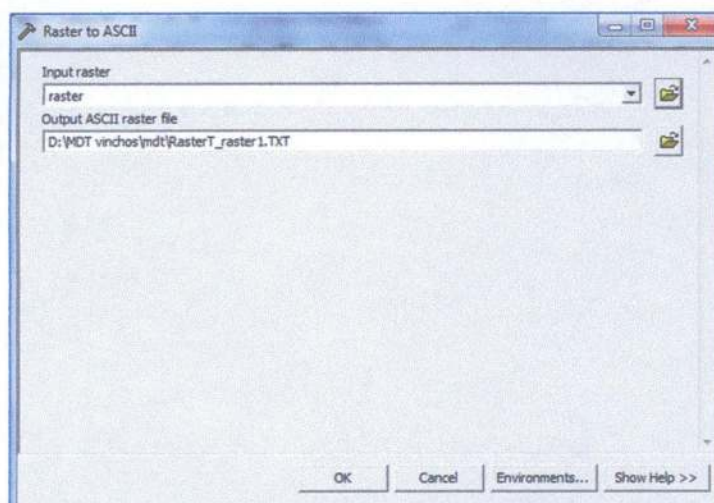


Figura N° 3.35. Cuadro de diálogo de conversión de Raster a ASCII

e) **Pre-proceso**

Guardamos el proyecto con nombre de Vinchos

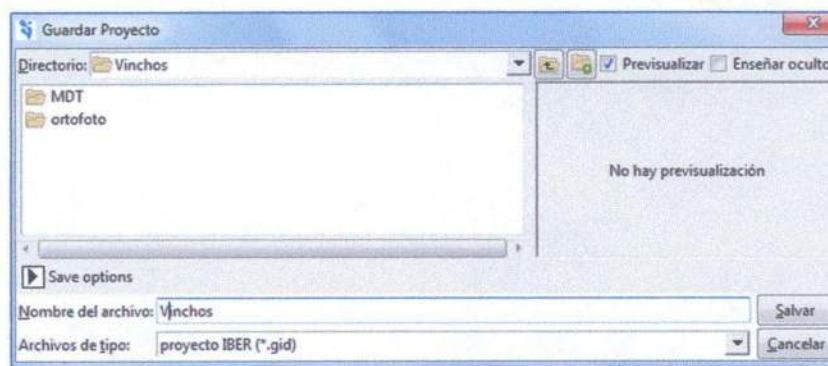


Figura N° 3.36. Cuadro de diálogo para guardar el proyecto

f) **Crear una RTIN a partir del archivo ASCII del MDT**

Con el submenú *Crear RTIN* se selecciona el archivo ASCII del MDT, y se crea un archivo "rtin.dxf" dentro de la carpeta del proyecto Iber. Al crearlo se debe indicar la longitud mínima y máxima de lado de los triángulos que se formaran, así como una tolerancia (máxima

distancia en vertical entre el MDT y la geometría creada) que debe ser del orden de la precisión altimétrica del MDT, como se puede ver en la figura 3.37.

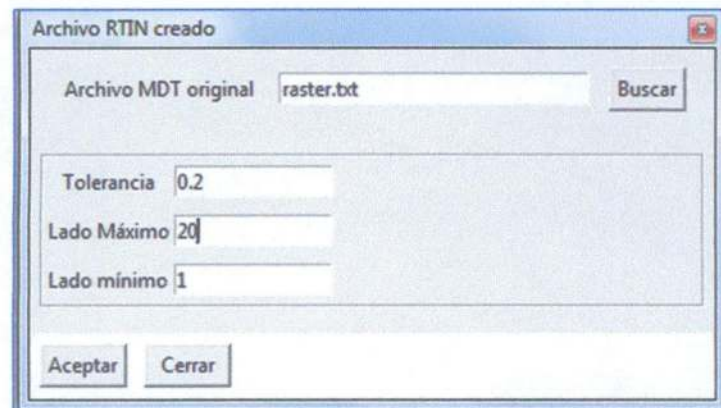


Figura N° 3.37. Cuadro de parámetros de creación de archivo RTIN

Una vez que se crea el RTIN se importa automáticamente. Luego colapsamos la geometría con la finalidad de eliminar la duplicidad de líneas en los lados anexos entre superficies, como se puede ver en la figura 3.38.

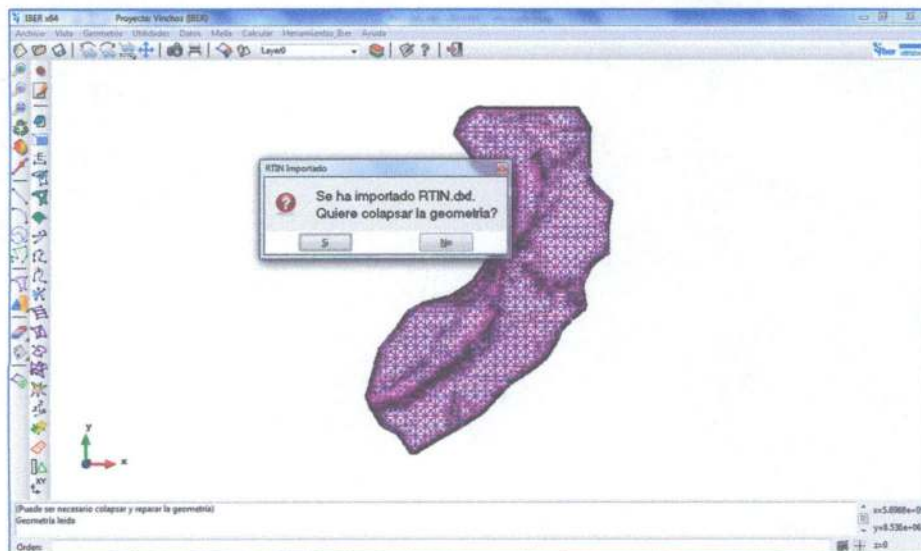


Figura N° 3.38. Cuadro de diálogo para colapsar la geometría del terreno

- g) Condiciones hidrodinámicas**
- **Condiciones de contorno de entrada**

Asignamos la condición de entrada para lo cual se hizo una copia de valores del hidrograma de entrada generado con HMS para un periodo de retomo de 50, 100 y 250 años, desde un archivo de Excel. El régimen del flujo se ha considerado de crítico a subcrítico.

Finalmente asignamos todas estas condiciones a la zona de entrada, previa selección de la misma.

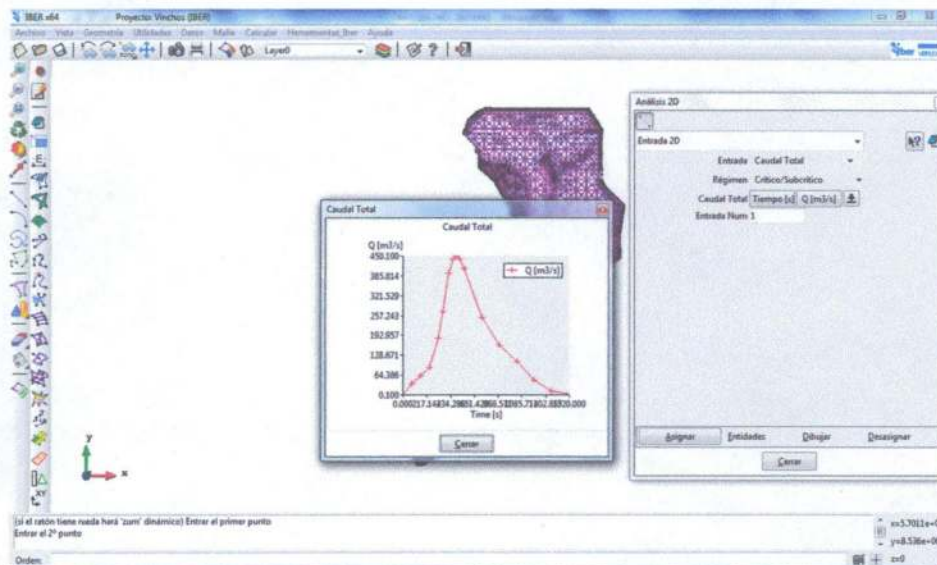


Figura N° 3.39. Cuadro de diálogo de parámetros de entrada

- **Condiciones de contorno de salida**

En este caso sólo se deben especificar parámetros adicionales si el régimen es subcrítico, en cuyo caso es posible utilizar una condición tipo vertedero, una condición de nivel dado (cota o calado) o una curva de gasto. En caso de régimen supercrítico o crítico no es necesario asignar parámetros adicionales. En este caso seleccionamos la condición de flujo subcrítico y el tipo nivel dado, luego asignamos seleccionando la zona de salida del río.

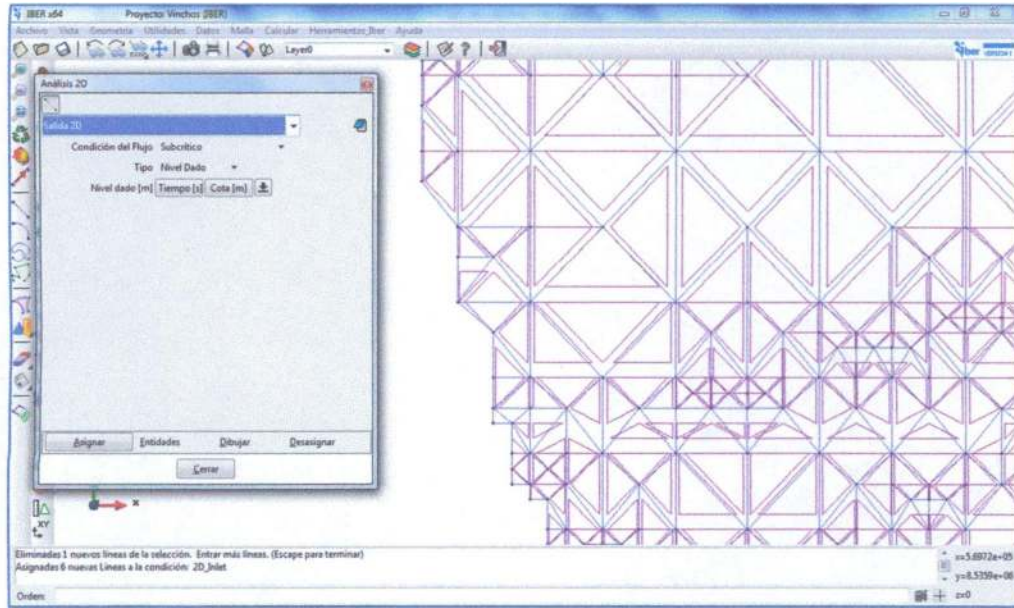


Figura N° 3.40. Cuadro de diálogo de parámetros de salida

- **Condiciones iniciales**

Se deben asignar a todo el dominio. Se pueden escoger entre asignar un calado, o una cota de agua. En este caso consideramos todo seco, para lo cual el calado cero.

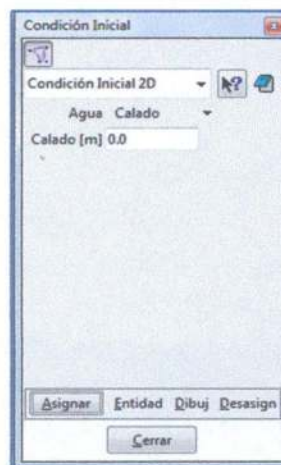


Figura N° 3.41. Cuadro de diálogo de condiciones de inicio

- **Asignación de rugosidad según usos del suelo**

Con la opción del programa se ha asignado el coeficiente de rugosidad del lecho del río, el cual nos brinda la posibilidad de escoger un uso del suelo y asignarlo a las superficies que forman la geometría (o en su caso a los elementos de la malla). En este caso

seleccionamos en el uso del suelo rio y cambiamos el coeficiente de rugosidad a **0.052** (calculado por el método Cowan) y finalmente seleccionamos toda la geometría de la zona de estudio para asignar el coeficiente de rugosidad.

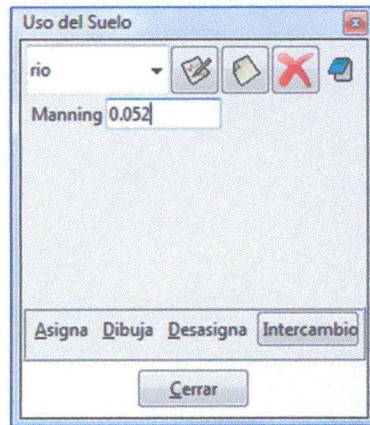


Figura N° 3.42. Cuadro de diálogo de uso del suelo

a) Mallado

La malla de cálculo es un elemento fundamental para conseguir buenos resultados. Iber dispone de multitud de maneras de obtener una buena malla de cálculo, y en función de las características del problema un tipo de malla será mejor que otro.

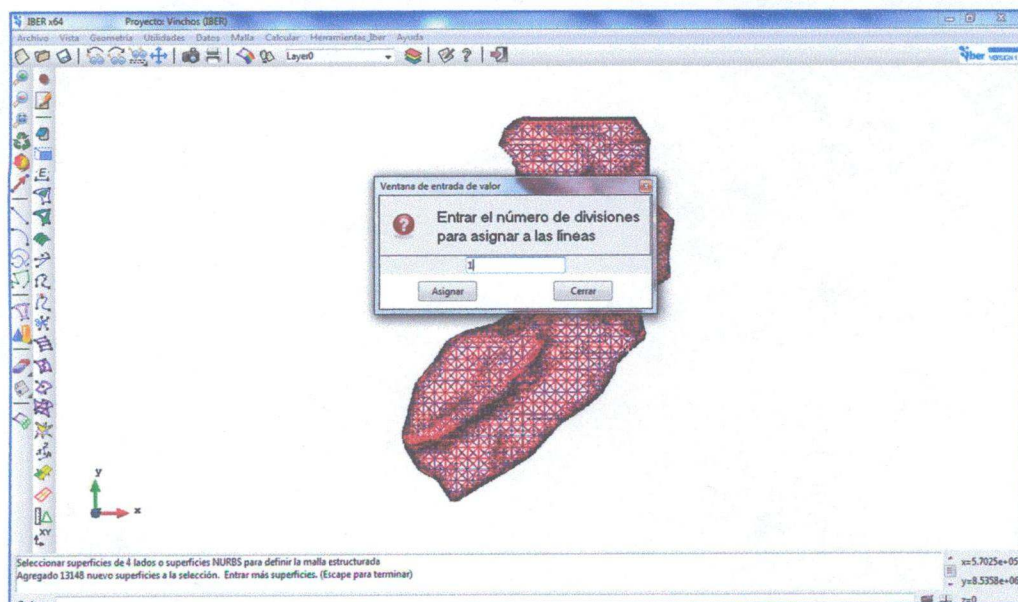


Figura N° 3.43. Ventana de entrada de valor de número de divisiones para asignar a las líneas

Ahora pasamos a uno de los pasos más importantes de la simulación hidráulica es la generación de mallas, porque a partir de ellas se realiza el cálculo numérico. Por lo tanto la calidad de los resultados y el tiempo de cálculo depende de la malla que se trabaja.

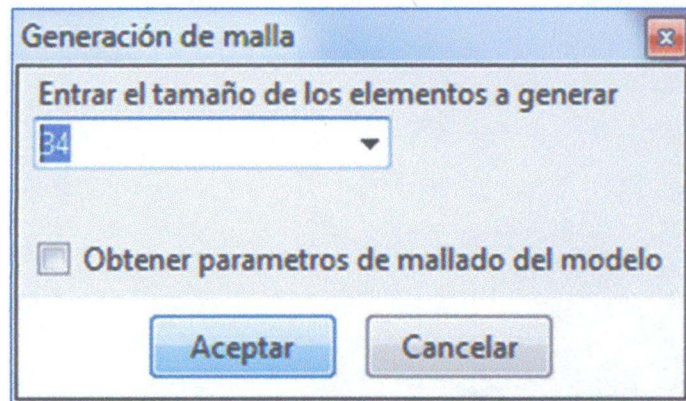


Figura N° 3.44. Ventana de generación de malla

Esta malla se caracteriza porque se ha generado más cantidad de elementos en el cauce del río, donde existe más variación topográfica, mientras que en las llanuras de inundación al ser llanas requiere menos elementos para describir la topografía, tal como se puede ver en la figura 3.45.

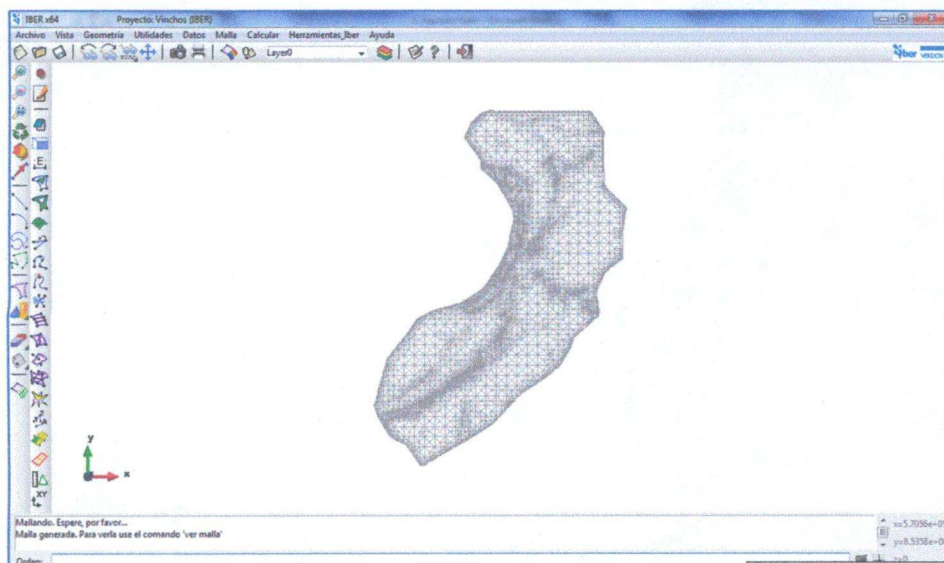


Figura N° 3.45. Vista de malla generado de la superficie de estudio

- b) **Cálculo**
 - **Ejecución de un cálculo**

Para lanzar un cálculo, en primer lugar se deben fijar los parámetros de cálculo, o datos del problema, mediante las distintas pestañas del programa. Estos parámetros deben quedar de la siguiente manera figura 3.46.

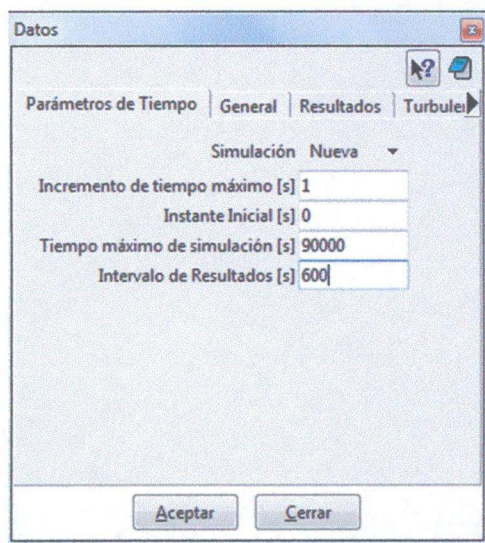


Figura N° 3.46. Ventana de parámetros de cálculo

El cálculo se lanza con el menú calcular. A través de dicho menú es posible lanzar directamente el cálculo o acceder a la ventana de cálculo. Esta segunda opción permite tener un mejor control del proceso de cálculo, o acceder al archivo que muestra el estado del proceso mientras el cálculo se está ejecutando.

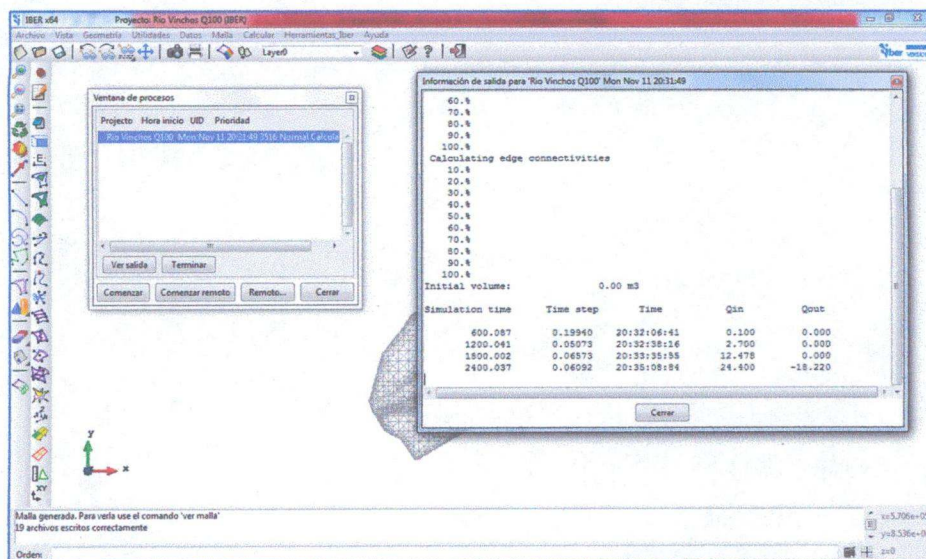


Figura N° 3.47. Ventana de proceso de cálculo

c) Post – proceso

Una vez finalizado el cálculo, o durante el mismo, se puede acceder al post-proceso para visualizar y analizar los resultados. El cambio entre las interfaces de pre-proceso y post-proceso se realiza mediante el menú Archivo/postproceso y Archivo/preproceso, o mediante los botones correspondientes de la barra de herramientas.

- **Visualización de resultados**

Iber dispone de multitud de opciones para visualizar y analizar los resultados, personalizar los colores, las leyendas, mostrar etiquetas de valores, etc. Una opción para visualizar resultados es mediante el menú Ventana/Ver resultados. La ventana que se abre permite acceder a los distintos grupos de resultado (o Análisis) que se pueden visualizar en cada instante de tiempo, como áreas coloreadas, áreas coloreadas suavizadas, o vectores.

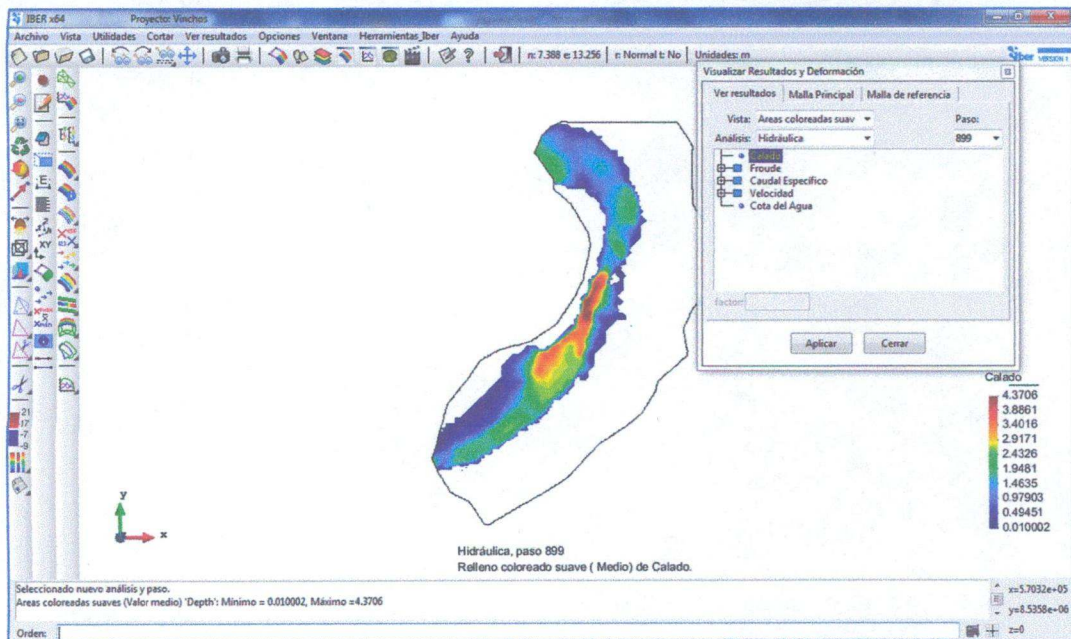


Figura N° 3.48. Visualización de los resultados de calado, para un caudal pico

IV.-RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1 CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LAS SUBCUENCAS

En el cuadro N° 4.1 se resume los principales parámetros geomorfológicos para cada una de las subcuencas de Cachi, los cuales presentan las siguientes caracterizaciones:

4.4.1 Parámetros de forma y relieve de las subcuencas

Las características físicas y funcionales de una cuenca hidrográfica pueden ser definidas como los diversos factores que determinan la naturaleza de la descarga en un curso de agua. El conocimiento de esas características, determina la naturaleza de descarga de los ríos, pueden ser agrupados en factores que dependen de las características físicas y de uso de las subcuencas hidrográficas o factores fisiográficos y factores que dependen del clima, factores climáticos.

A continuación se describen los parámetros geomorfológicos de las subcuencas más relevantes:

a) Cuenca del Río Apacheta (S1)

Esta subcuenca está ubicado en la región de Ayacucho y drena una cuenca de 389.54 Km² de extensión. Tiene una altitud media de 4359.17 m.s.n.m., una pendiente media en el orden de 2.99 por ciento y de acuerdo a la curva hipsométrica mostrada corresponde a un río joven. El factor de forma determinado es 0.12 lo cual nos estaría indicando que esta subcuenca

tiene buena respuesta a las crecidas, asimismo el coeficiente de Compacidad determinado es 1.81 y que corresponde a cuencas de forma alargada (ver cuadro de parámetros).

b) Cuenca del Río Chicllarazo (S2)

Esta subcuenca está ubicado en la región de Ayacucho y drena una cuenca de 423.18 Km² de extensión. Tiene una altitud media de 4055.59 m.s.n.m., una pendiente media en el orden de 3.64 por ciento y de acuerdo a la curva hipsométrica mostrada corresponde a un río maduro. El factor de forma determinado es 0.23 lo cual nos estaría indicando que esta subcuenca tiene buena respuesta a las crecidas, asimismo el coeficiente de Compacidad determinado es 1.43 y que corresponde a cuencas de forma oval redonda a oval oblonga (ver cuadro de parámetros).

c) Cuenca del Río Matarayocc (S3)

Esta subcuenca está ubicado en la región de Ayacucho y drena una cuenca de 176.98 Km² de extensión. Tiene una altitud media de 3806.35 m.s.n.m., una pendiente media en el orden de 3.62 por ciento y de acuerdo a la curva hipsométrica mostrada corresponde a un río maduro. El factor de forma determinado es 0.26 lo cual nos estaría indicando que esta subcuenca tiene buena respuesta a las crecidas, asimismo el coeficiente de Compacidad determinado es 1.39 y que corresponde a cuencas de forma oval redonda a oval oblonga (ver cuadro de parámetros).

d) Cuenca del Río Jatunhuaycco (S4)

Esta subcuenca está ubicado en la región de Ayacucho y drena una cuenca de 94.38 Km² de extensión. Tiene una altitud media de 3951.54 m.s.n.m., una pendiente media en el orden de 5.16 por ciento y de acuerdo a la curva hipsométrica mostrada corresponde a un río maduro. El factor de forma determinado es 0.15 lo cual nos estaría indicando que esta subcuenca tiene buena respuesta a las crecidas, asimismo el coeficiente de Compacidad determinado es 1.67 y

que corresponde a cuencas de forma oval oblonga a rectangular oblonga (ver cuadro de parámetros).

e) Microcuenca del Río Huayjochacha (S7)

Esta subcuenca está ubicado en la región de Ayacucho y drena una microcuenca de 14.82 Km² de extensión. Tiene una altitud media de 3726.06 m.s.n.m., una pendiente media en el orden de 12.54 por ciento y de acuerdo a la curva hipsométrica mostrada corresponde a un río joven. El factor de forma determinado es 0.32 lo cual nos estaría indicando que esta subcuenca tiene regular respuesta a las crecidas, asimismo el coeficiente de Compacidad determinado es 1.30 y que corresponde a cuencas de forma oval redonda a oval oblonga (ver cuadro de parámetros).

f) Microcuenca del Río Cacchallayocc (S9)

Esta subcuenca está ubicado en la región de Ayacucho y drena una microcuenca de 9.44 Km² de extensión. Tiene una altitud media de 3650.73 m.s.n.m., una pendiente media en el orden de 19.41 por ciento y de acuerdo a la curva hipsométrica mostrada corresponde a un río joven. El factor de forma determinado es 0.49 lo cual nos estaría indicando que esta subcuenca tiene regular respuesta a las crecidas, asimismo el coeficiente de Compacidad determinado es 1.19 y que corresponde a cuencas de forma redonda a oval redonda (ver cuadro de parámetros).

g) Microcuenca del Río Jantuhuayjo

Esta subcuenca está ubicado en la región de Ayacucho y drena una microcuenca de 5.21 Km² de extensión. Tiene una altitud media de 3785.21 m.s.n.m., una pendiente media en el orden de 28.74 por ciento y de acuerdo a la curva hipsométrica mostrada corresponde a un río joven. El factor de forma determinado es 0.39 lo cual nos estaría indicando que esta subcuenca tiene regular respuesta a las crecidas, asimismo el coeficiente de Compacidad determinado es 1.25 y que corresponde a cuencas de forma redonda a oval redonda (ver cuadro de parámetros).

Cuadro N° 4.1: Parámetros geomorfológicos de las subcuencas de interés

Parámetros	Subcuencas										
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	
	Apacheta	Chicllarazo	Matarayocc	Jatunhuaycco	Trapiche	Anchahuasi	Huayjochacha	Vinchos	Cacchallayocc	Jantuhuayjo	
Área (Km2)	389.54	423.18	176.98	94.38	10.53	28.55	14.82	16.59	9.44	5.21	
Perímetro (Km)	127.54	104.98	65.98	57.92	18.51	23.42	17.93	21.18	13.07	10.16	
Altitud Media (m.s.n.m.)	4,359.17	4,055.59	3,806.35	3,951.54	3,533.97	3,507.82	3,726.06	3,463.48	3,650.73	3,785.21	
Pendiente media (%)	2.99	3.64	3.62	5.16	8.20	9.70	12.54	10.37	19.41	28.74	
Coeficiente de compacidad (Kc)	1.81	1.43	1.39	1.67	1.60	1.23	1.30	1.46	1.19	1.25	
Factor de Forma (Ff)	0.12	0.23	0.26	0.15	0.17	0.42	0.32	0.22	0.49	0.39	
Rectángulo Equivalente	Longitud Mayor (Km)	56.93	42.54	26.25	25.21	7.92	8.25	6.78	8.68	4.38	3.65
	Longitud Menor (Km)	6.84	9.95	6.74	3.74	1.33	3.46	2.19	1.91	2.16	1.43
Longitud del Cauce Principal	51.32	45.67	24.82	28.23	6.32	6.48	5.64	8.10	4.36	3.28	
Pendiente Media del Cauce Principal (%)	2.29	2.82	2.01	4.04	1.83	3.65	12.02	1.59	5.00	20.55	

Fuente: Elaboración propia

4.2 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

4.2.1 Análisis de curvas IDF

El diseño hidrológico para proyectos de defensa ribereña requiere la determinación de los eventos de precipitación que se deben utilizar. Habitualmente una de las formas es utilizando una tormenta de diseño que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, duración y las frecuencias o periodos de retorno. El análisis de una serie de informaciones de lluvia en forma de Hietogramas es el establecimiento de las curvas Intensidad – Duración - Frecuencia (IDF). Una curva IDF representa una relación de intensidades medias esperadas para cada duración de precipitación, con un periodo de retorno. Para este estudio tomaremos el periodo de retorno de 50,100 y 250 años, asimismo es necesaria la obtención de las curvas IDF para diferentes periodos de retorno y obtener valores fiables, como se puede ver en la figura 4.1 y 4.2.

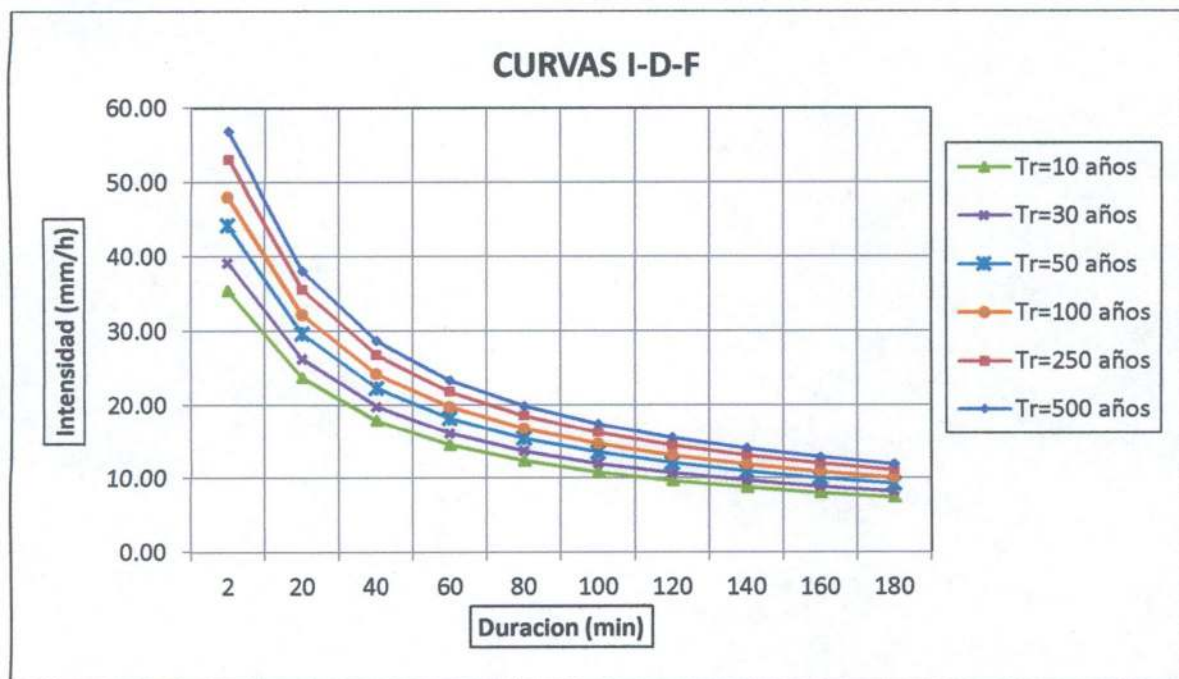


Figura N° 4.1: Curvas IDF para una duración de tormenta menores a 3 horas

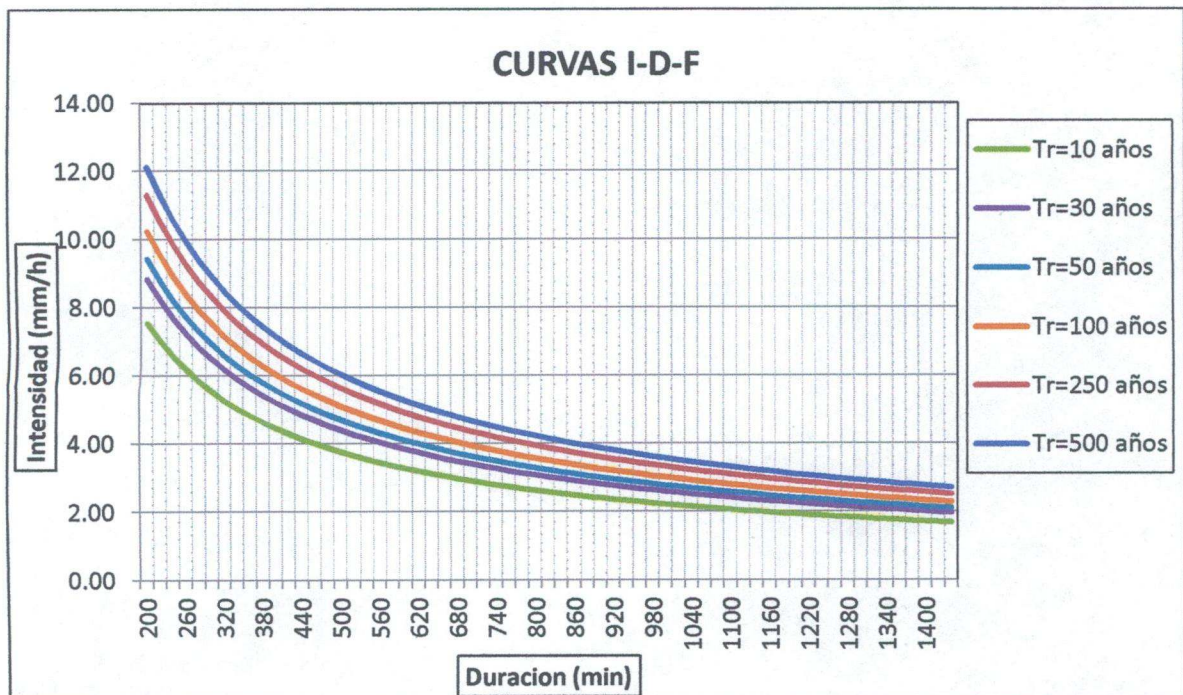


Figura N° 4.2: Curvas IDF para una duración de tormenta mayor a tres horas

La falta de estaciones hidrométricas y pluviográficas en el área de estudio ha limitado la aplicación de métodos conocidos para el cálculo de máximas avenidas. Asimismo la elección del método de IILA-SENAMHI-UNI, fue debido a que se puede obtener intensidades máximas para mayores de tres horas de acuerdo a los parámetros de la zona de estudio. Lo cual no se puede hacer con el método de Dick y Peschke, que solo es para el caso de duraciones de tormenta menores a una hora.

4.2.2 Análisis de Hietogramas de diseño

Los métodos hidrológicos más modernos como el HEC-HMS requieren no solo del valor de la lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal, es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas.

Por lo tanto en este estudio hemos obtenido a partir de las curvas de IDF, dentro de ellos el método de bloque alterno. El hietograma de diseño se ha desarrollado para una duración de tormenta de 24 horas y para periodos de retorno de 50, 100, y 250 años, como se puede ver en las figuras 4.3, 4.4 y 4.5.

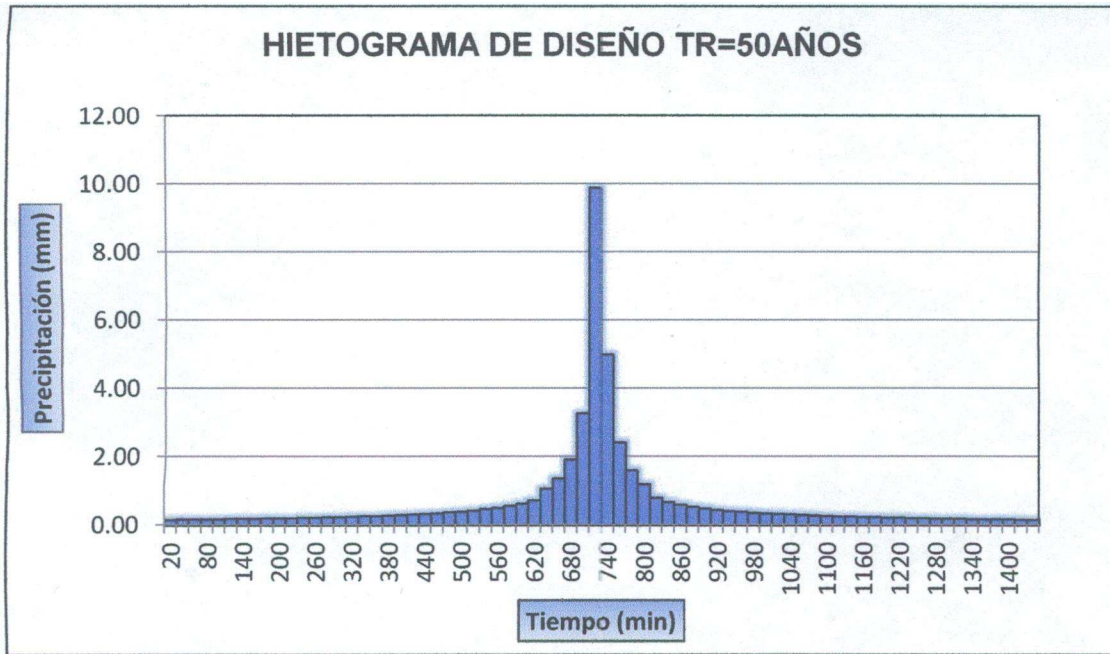


Figura N° 4.3: Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 50 años

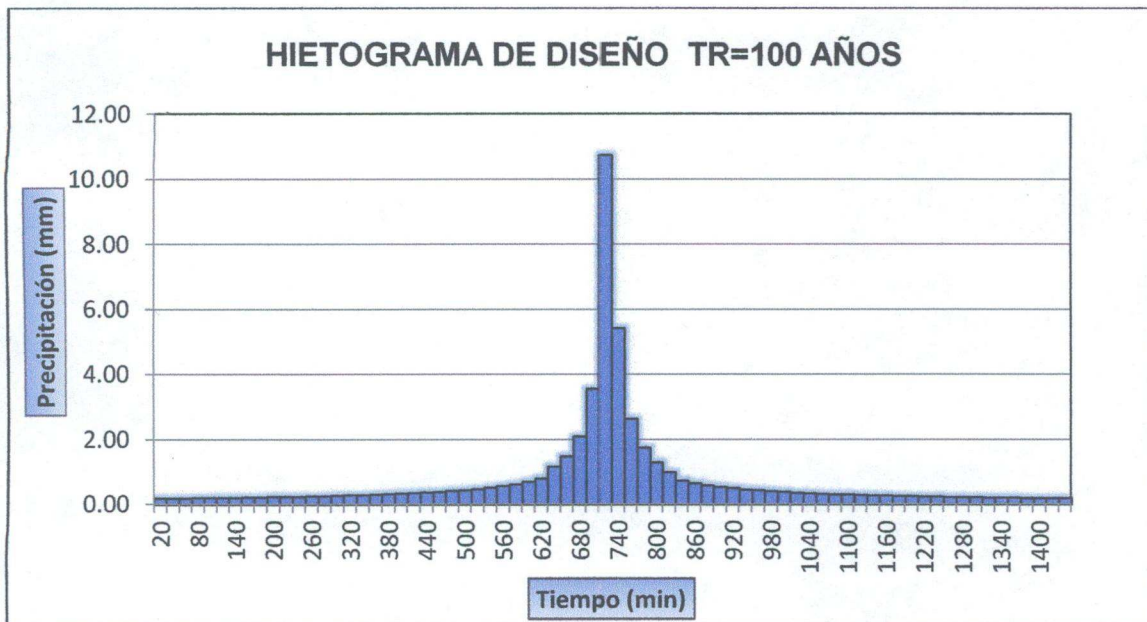


Figura N° 4.4: Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 100 años

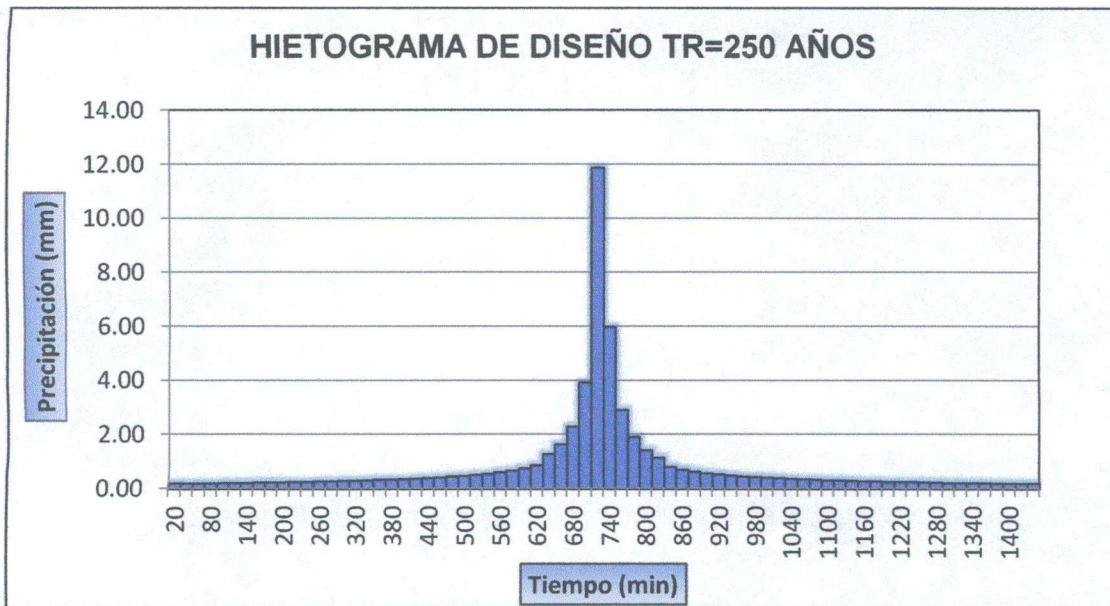


Figura N° 4.5: Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 250 años

4.2.3 Parámetros de entrada a Hec-Hms

Para realizar la simulación de en HEC-HMS, primero se deben determinar los siguientes parámetros de abstracciones por el método SCS; los cuales serán alimentados al programa.

Cuadro N° 4.2: Parámetros de pérdida en las subcuencas

SUBCUENCA N°	Curva número CN	Retención potencial máxima S (pulg)	Retención potencial máxima S (mm)	Abstracción inicial la (mm)
1	81.43	2.28	57.92	11.58
2	79.54	2.28	57.92	11.58
3	77.29	2.94	74.62	14.92
4	76.78	3.02	76.83	15.37
5	75.78	3.20	81.18	16.24
6	77.59	2.89	73.34	14.67
7	78.80	2.69	68.32	13.66
8	80.20	2.47	62.71	12.54
9	76.50	3.07	78.03	15.61
10	76.92	3.00	76.20	15.24

Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros de CN se deben calibrarse con la información de campo, de algunos eventos en el que se disponga de datos de precipitación y caudales resultantes.

Cuadro N° 4.3: Parámetros para analizar por el método de hidrograma SCS

SUBCUENCA N°	Parámetros de subcuencas		Parámetros Hidrograma SCS	
	Longitud más largo del río L(km)	Tiempo de concentración Tc (hr)	Tiempo de retardo Tlag (hr)	Tiempo de retardo Tlag (min)
1	51.32	5.27	3.16	189.65
2	45.67	4.89	2.94	176.18
3	24.82	3.06	1.83	110.07
4	28.23	2.93	1.76	105.45
5	6.32	0.86	0.51	30.78
6	6.48	0.83	0.50	29.76
7	5.64	0.64	0.39	23.19
8	8.10	0.84	0.50	30.17
9	4.36	0.39	0.23	13.99
10	3.28	0.29	0.17	10.47

Fuente: Elaboración propia.

El cuadro N° 4.3 resume el cálculo de los parámetros de transformación de la precipitación en escorrentía a nivel de subcuencas, aplicando el método del Hidrograma de SCS.

Para esto primero se ha calculado los tiempos de concentración (Tc) de cada subcuenca con la fórmula de Kirpich o de California; para luego determinar los tiempos de retardo (Tlag).

Cuadro N° 4.4: Cálculo de parámetros de Muskingum

SUB CUENCA N°	Velocidad (m/seg)	Longitud del tramo del cauce (m)	Tiempo de viaje en el cauce Ls/Vs (seg)	Intervalo de tiempo de análisis (seg)	Método de tránsito	Parámetros de Muskingum		
						n(sub tramos)	Ks (Hrs)	X
5	1.00	3,911	3911.00	600	Muskingum	3	1.09	0.2
6	1.00	7,765	7765.00	600	Muskingum	5	2.16	0.2
8	1.00	4,777	4777.00	600	Muskingum	4	1.33	0.2

Fuente: Elaboración propia.

El cuadro N° 4.4, muestra los parámetros calculados para efectuar el tránsito de las ondas formadas en las subcuencas a través de los cauces hasta llegar a la salida de la cuenca. El método seleccionado es el método de Muskingum.

En flujo base se ha considerado cero en todas las subcuencas, ya que se trata de quebradas pequeñas ni tampoco se cuenta con datos de registro de estaciones hidrométricas. Pero en cuencas mayores el flujo debe estimarse en base a mediciones realizadas a lo largo de varios años y establecer valores de flujo base mensual.

4.2.4 Análisis de resultados

En esta etapa se presentan inicialmente los resultados generados mediante el modelo de SCS. Los hidrogramas de avenida fueron calculados para periodos de retorno de 50, 100 y 250 años, y son presentados en las figura 4.6, 4.7 y 4.8.

El hidrograma total es acompañado por los hidrogramas parciales o de las subcuencas. El hidrograma total se obtiene en la estación Puente Vinchos que es el hidrograma transitada.

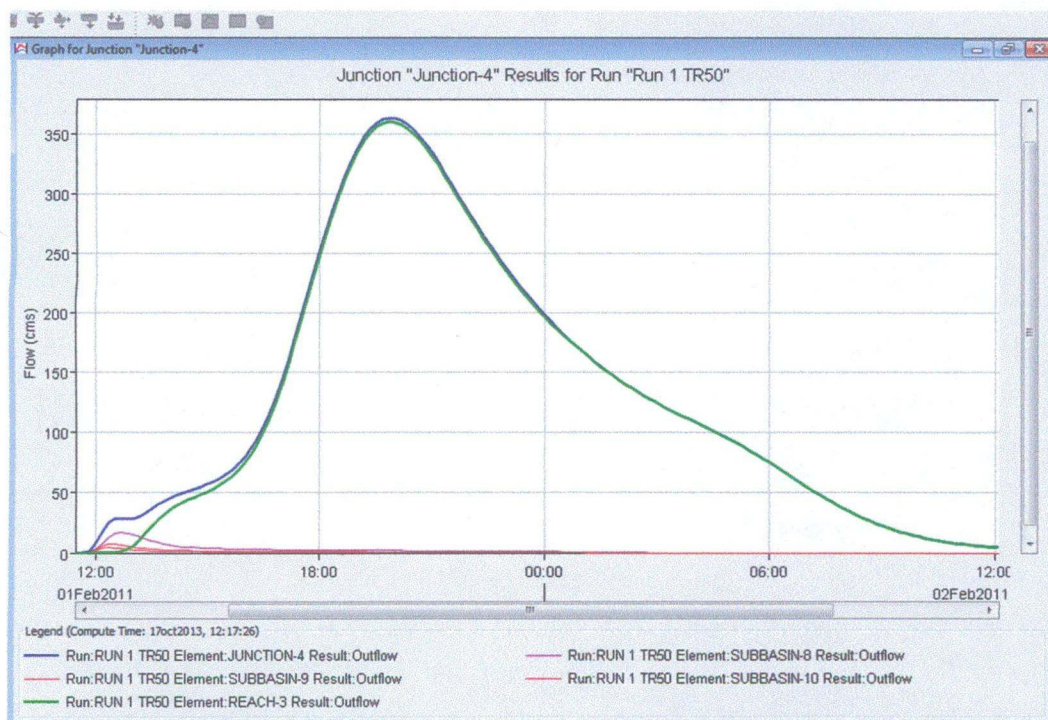


Figura N° 4.6: Hidrograma de avenida para un periodo de retorno de 50 años

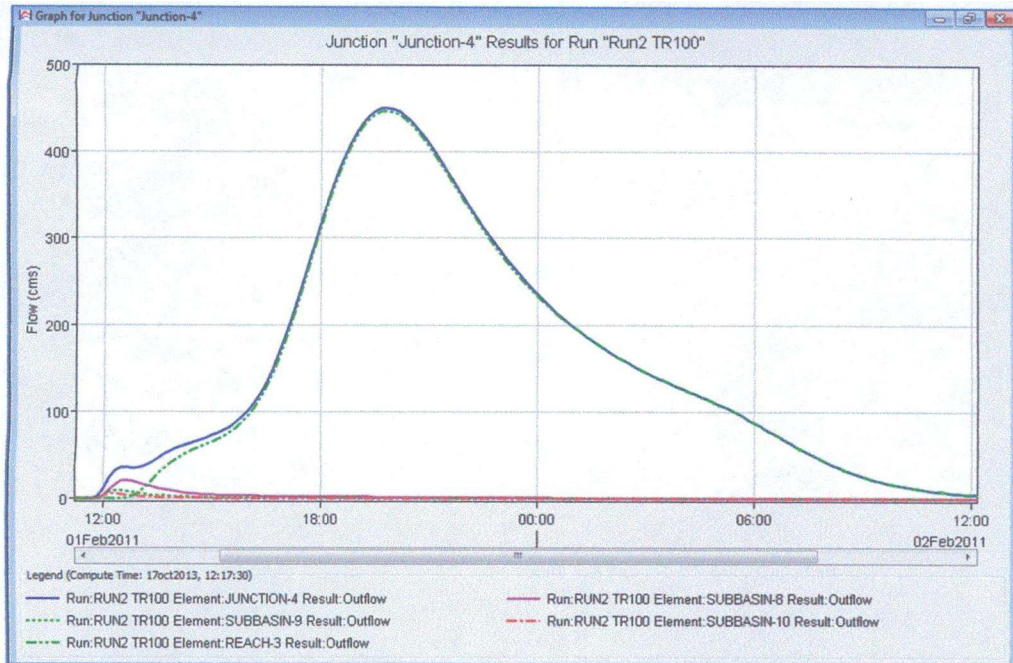


Figura N° 4.7: Hidrograma de avenida para un periodo de retorno de 100 años

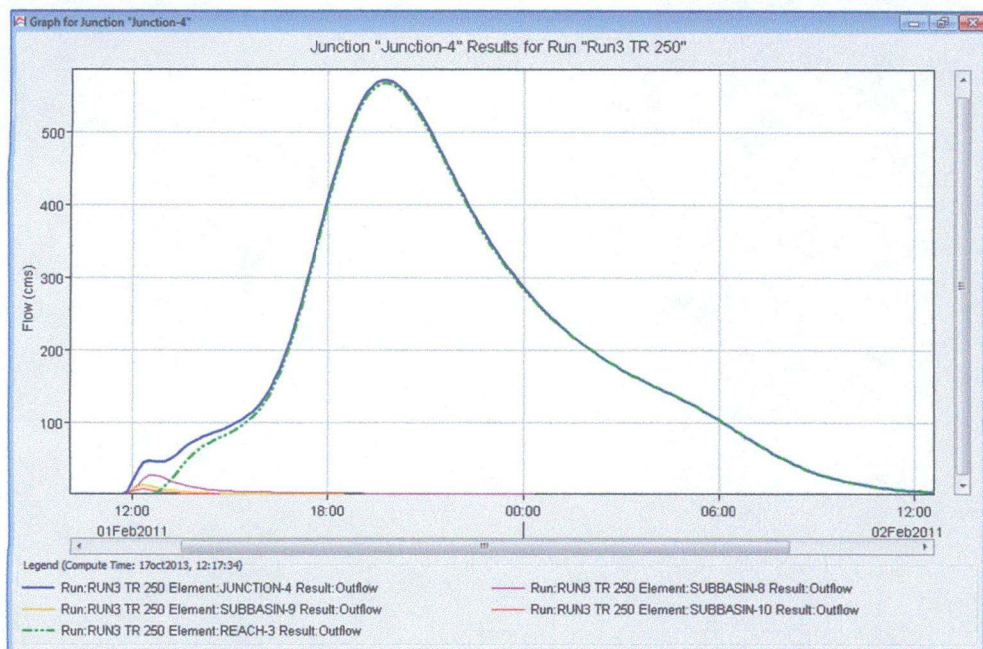


Figura N° 4.8: Hidrograma de avenida para un periodo de retorno de 250 años

4.2.5 Caudal máximo de la cuenca Cachi

Los caudales máximos a la salida de la cuenca son productos de los hidrogramas generados por las subcuencas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 10 donde el hidrograma de salida muestra que el caudal máximo por ejemplo para un periodo de retorno de 50 años es de 363.40 m³/s. El HEC-HMS considera las pérdidas por que existe en el tránsito de las avenidas, de modo que el

caudal máximo a la salida de la cuenca no es la simple sumatoria de los hidrogramas de las subcuencas, ya que existe una diferencia de 141.10 m³/s puesto que el caudal máximo resultado de la simple sumatoria es de 504.50 m³/s.

Cuadro N° 4.5: Caudales máximos a la salida de la cuenca con el método de transformación de lluvia SCS

Periodo de retorno	Caudal máximo (m ³ /s)	
	Simple sumatoria	Estimado con HMS
50	504.50	363.40
100	633.30	450.10
250	816.50	571.10

Fuente: Elaboración propia.

4.2.6 Caudal máximo por método directo

El caudal máximo según el método de sección pendiente es 440.11 m³/s para la cuenca Cachi, esto de acuerdo a los parámetros del cuadro 4.6.

Asimismo podemos hacer una validación de nuestro resultado de caudal máximo calculado por Hec-Hms que es de 450.10m³/s para un periodo de retorno de 100 años con el caudal máximo por el método de sección y pendiente que se aproxima en 97.78 por ciento. El periodo de retorno para el diseño de obras de defensa ribereña ha sido considerado de acuerdo a las recomendaciones del congreso nacional de agua (CNA) y (Maza, 1997).

Cuadro N° 4.6: Caudal máximo por método sección pendiente

SECCION N° 01		SECCION N° 02		RADIO HIDRÁULICO		Área hidráulica promedio (m ²)	Radio hidráulico promedio (m)	Coeficiente de rugosidad (n)	Pendiente (m/m)	Caudal máximo (m ³)
Área hidráulica (m ²)	Perímetro mojado (m)	Área hidráulica (m ²)	Perímetro mojado (m)	R1 (m)	R2 (m)					
42.03	30.21	78.68	52.74	1.39	1.49	60.36	1.44	0.035	0.04	440.11

Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros como área hidráulica, perímetro mojado y pendiente se ha obtenido de un levantamiento topográfico del tramo elegido, lo cual se puede ver en el plano topográfico en el anexo N° 09.

4.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO

El análisis hidráulico está definido en función a los resultados de simulación con Iber 1.9 con el que se ha determinado las características hidráulicas del río que se describen a continuación.

4.3.1 Análisis de los resultados de simulación

Los resultados de la simulación realizada se observa en las figuras 4.9, 4.10 y 4.11, para periodos de retorno de 50, 100, y 250 años respectivamente.

Para un caudal máximo de 363.40 m³/s a la altura de la progresiva 0+000 a 0+231.00 se empieza producir problemas de inundaciones en la margen izquierda del río, específicamente adyacente al patio del colegio del área urbana de Vinchos. El tirante alcanzado por este caudal varía de 1.00m hasta 2.00m. Asimismo se puede ver para el mismo caudal máximo a 275m aguas abajo del puente de Vinchos (margen derecha del río), también se presentan zonas vulnerables a inundación tal como se puede ver en la figura 4.9.

Para un caudal máximo de 450.10 m³/s a la altura de la progresiva 0+000 a 0+231.00 se empieza producir problemas de inundaciones en la margen izquierda del río, específicamente adyacente al patio del colegio del área urbana de Vinchos. El tirante alcanzado por este caudal varía de 1.50m hasta 2.50m. Asimismo se puede ver para el mismo caudal máximo a 275m aguas abajo del puente de Vinchos (margen derecha), también se presentan zonas vulnerables a inundación tal como se puede ver en la figura 4.10.

Para un caudal máximo de 571.10 m³/s, se presentan inundaciones en todo el tramo, observando que los niveles de agua alcanzados en la margen derecha adyacente al área urbana de Vinchos se encuentran aproximadamente a 0.8m por encima del nivel del terreno natural.

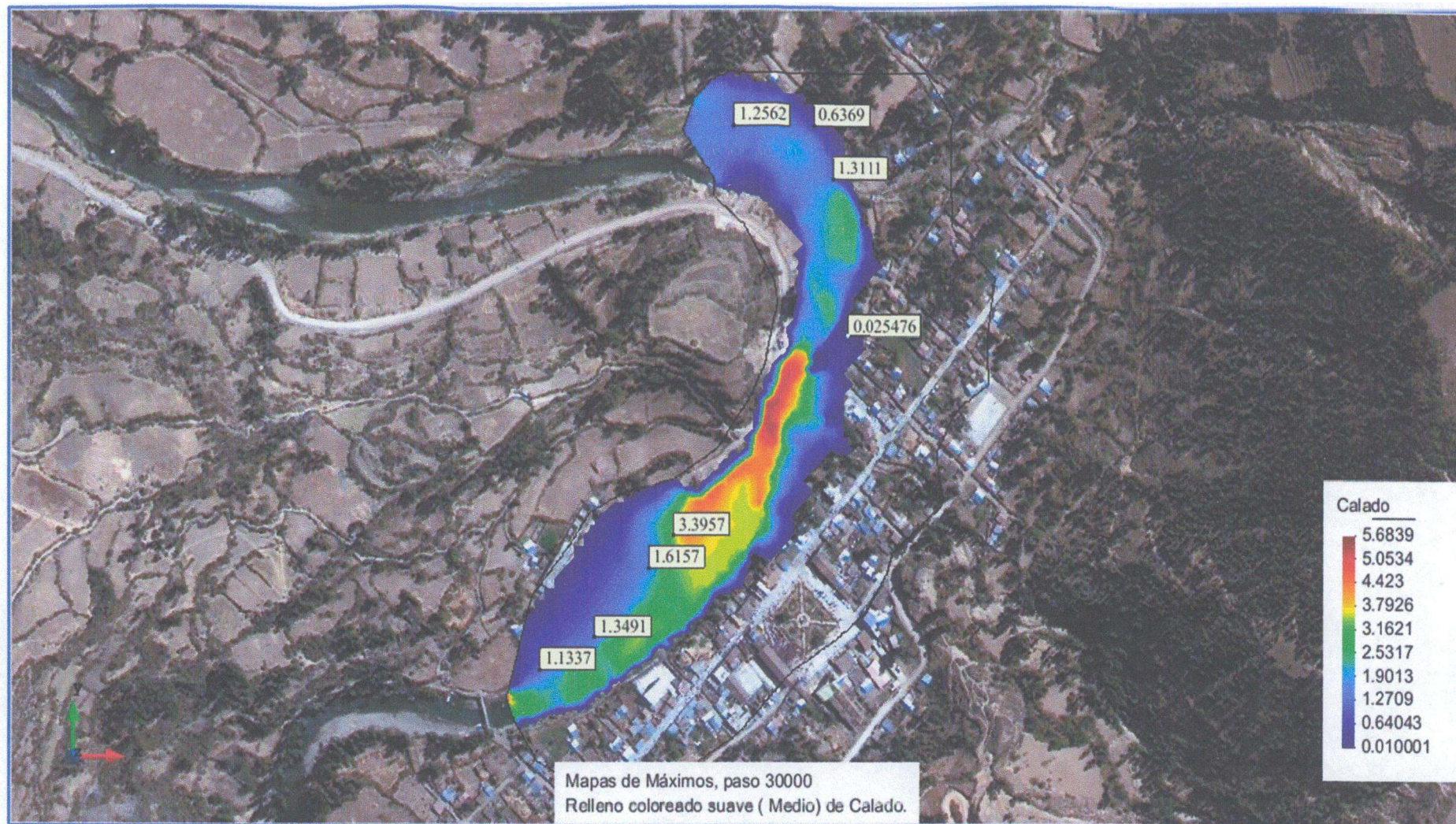


Figura N° 4.9: Niveles que alcanza el caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años

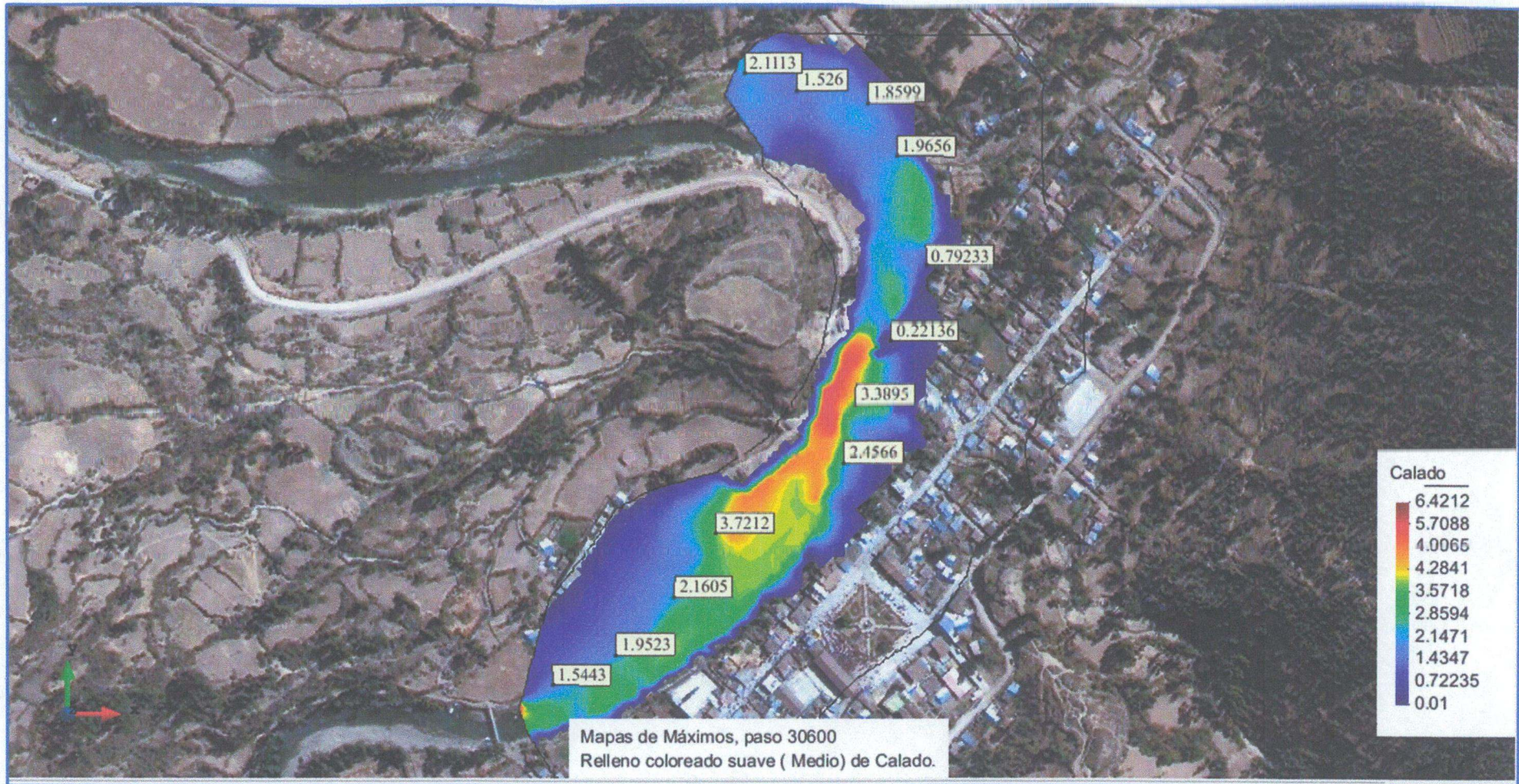


Figura N° 4.10: Niveles que alcanza el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años.

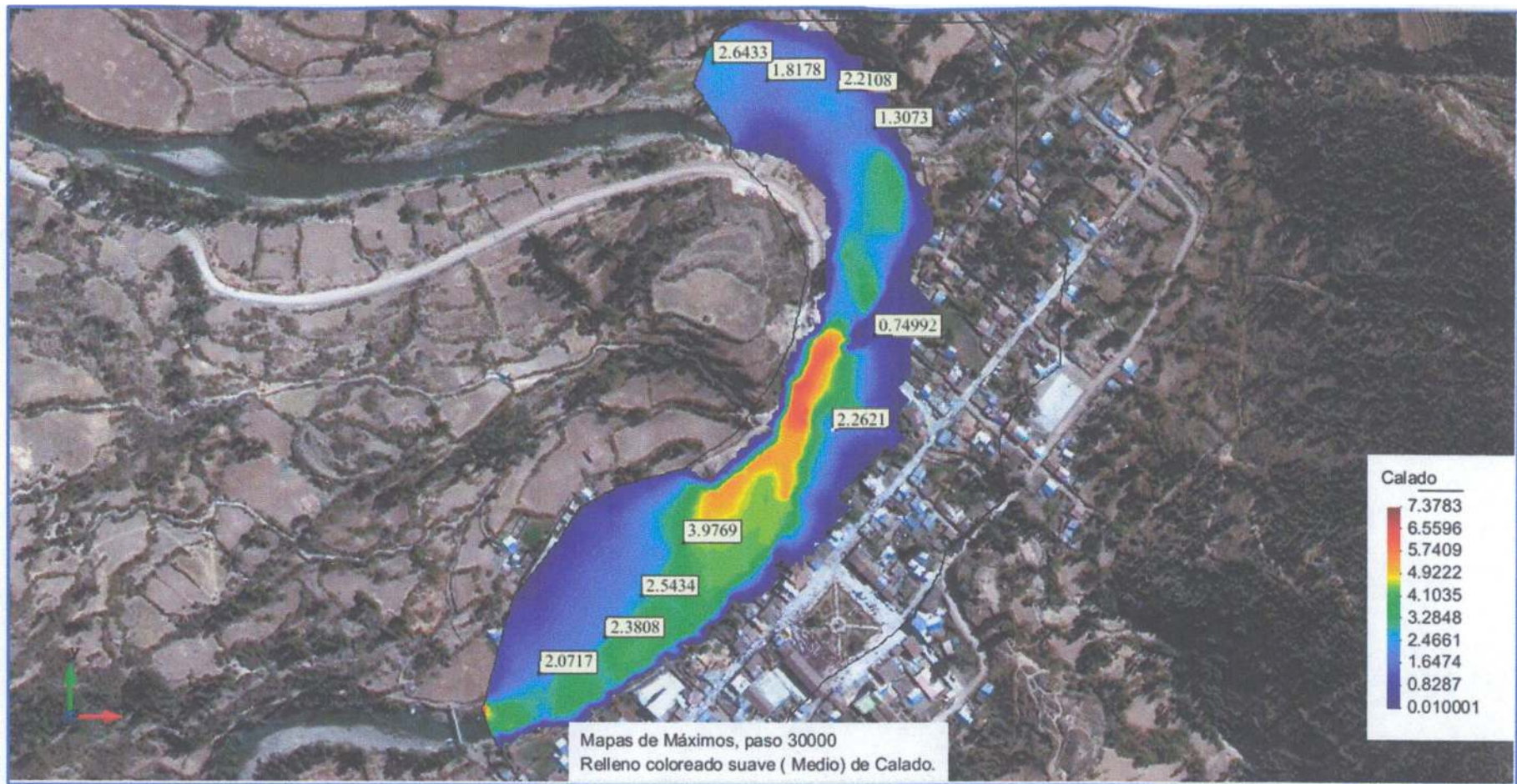


Figura N° 4.11: Niveles que alcanza el caudal máximo para un periodo de retorno de 250 años.

V.-CONCLUSIONES

El siguiente estudio realizado de simulación hidráulica del río Cachi nos permite elaborar las siguientes conclusiones:

- La construcción de obras de defensa ribereña a lo largo de las márgenes del río Cachi, será necesario hacerlo para caudales superiores a 363.40 m³/s, específicamente adyacente al patio del colegio y 275m aguas abajo del puente de Vinchos.
- La aplicación del modelo HEC-HMS en su diagramación permitió obtener una caracterización hidrológica de cada subcuenca, lo cual nos permite operar de alguna manera más detallada en un área de menor extensión, y no generalizar la información. Es así que se ha obtenido caudales máximos para periodos de retorno de 50, 100 y 250 años de 363.40, 450.10, y 571.10 m³/s respectivamente.
- Con la simulación realizada, utilizando el modelo Iber1.9 se ha encontrado que las áreas del patio del colegio y aguas abajo del puente Vinchos, son vulnerables a las crecidas del río cachi. En donde además se observó que se alcanza tirantes máximos que varían entre 0.80 a 2.50m, para avenidas máximas mayores a 363.40 m³/s.
- El coeficiente de rugosidad fue calculado utilizando el método de Cowan, obteniendo valores de 0.049, 0.053 y 0.053 en las márgenes izquierda, derecha y lecho del río respectivamente. Para la simulación se ha utilizado el promedio de los tres coeficientes de rugosidad, que es 0.052.

VI.-RECOMENDACIONES

- Para realizar una mejor estimación de los cálculos realizados para la determinación de los aportes de las quebradas es necesario realizar un análisis de tormentas.
- Se recomienda a los lectores que se interesen en seguir investigando en este tema contar con información bastante detallada y precisa de las características principales de la zona.
- Se debe realizar en época de avenidas aforos simultáneos entre en la estación del puente de Vinchos para determinar el aporte de las quebradas.
- Un aspecto que se debería tomar en cuenta también es la realización de más visitas al campo para lograr obtener mayor información acerca del comportamiento hidrológico de las cuencas y así mismo conocer de esta forma el historial de las mismas.
- Para la simulación de hidráulica se debe realizar un levantamiento topográfico lo más detallado posible, específicamente del cauce del río, ya que de esto va depender la certeza de los resultados.

VII.-REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chow, V.T. (2004). "Hidráulica de Canales Abiertos". Editorial Nomos S.A. Bogotá, Colombia.
- Chow, V.T. (2000). "Hidrología Aplicada". Editorial Nomos S.A. Bogotá, Colombia.
- Chereque M., Wendor (1998). "Hidrología". 2da Edición. Lima.
- Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (2010). "Manual de Referencia Hidráulico". España.
- Martín V., Juan P. (2002). "Ingeniería de Ríos". Editorial Grupo Alfaomega. México.
- Monsalve S., Germán (1995). "Hidrología en la Ingeniería". 2da Edición. Colombia.
- MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones). (2011). "Proyecto de Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje para Obras Viales". 1ra Edición. Lima, Perú.
- Villón B., Máximo (2002). "Hidrología". Instituto Tecnológico de Costa Rica. Escuela de Ingeniería Agrícola. Lima, Perú.
- Villón B., Máximo (2002). "Hidrología Estadística". Instituto Tecnológico de Costa Rica. Escuela de Ingeniería Agrícola. Lima, Perú.

VIII.-ANEXOS

Anexo N° 1: Panel fotográfico

Anexo N° 2: Cálculo de número de curva -SCS

Anexo N° 3: Cálculo de intensidades máximas por método de IILLA-SENAMHI-UNI

Anexo N° 4: Cálculo de hietograma de precipitación de diseño

Anexo N° 5: Cálculo de coeficiente de rugosidad de Manning

Anexo N° 6: Cálculo de socavación general del río Cachi (método de Lischtvan Lebediev)

Anexo N° 7: Cálculo de sección de equilibrio del río Cachi (método de Lacey)

Anexo N° 8: Diseño de muro concreto ciclópeo

Anexo N° 9: Manual del modelo Hec-Hms3.5

Anexo N° 10: Manual de modelo Iber 1.9

Anexo N° 11: Mapas

ANEXO N° 1: PANEL FOTOGRÁFICO

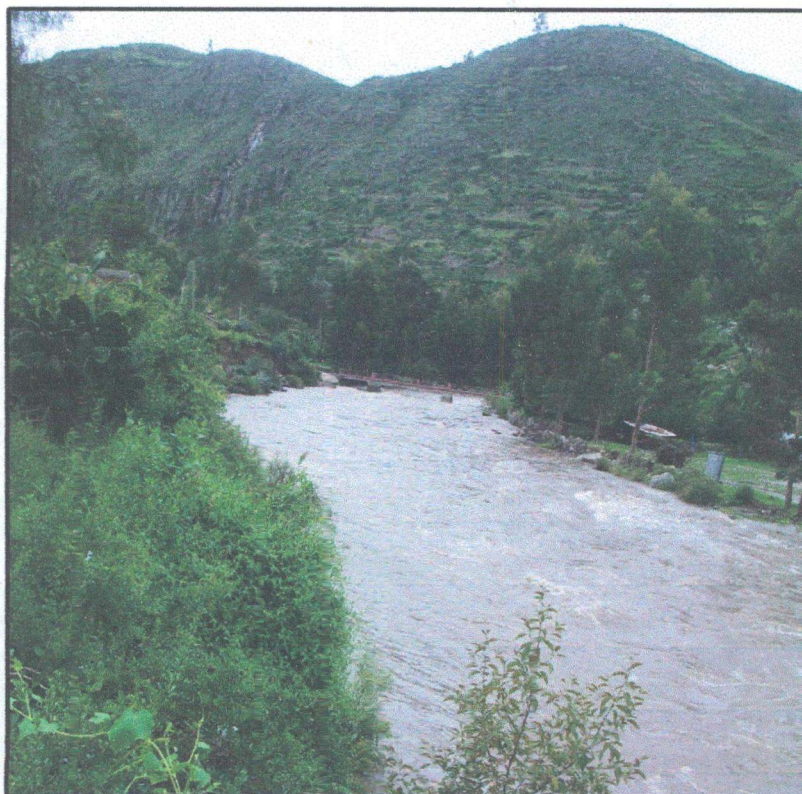
VISTA PANORÁMICA DE LA CUENCA CACHI



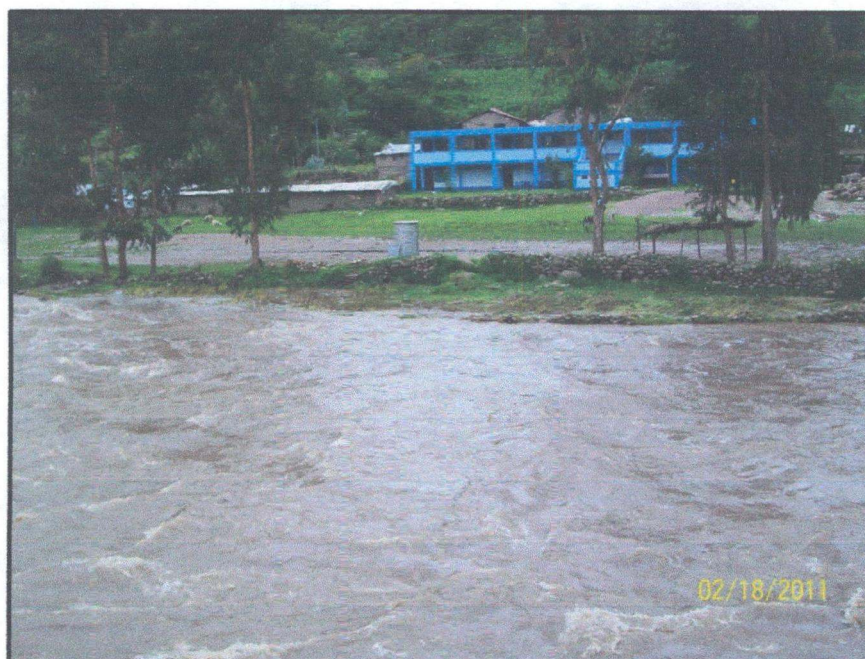
VISTA DE LÍNEA DE DIVISORIAS DE AGUAS DE LA CUENCA CACHI



CAUDAL DEL RÍO CACHI DESPUÉS DE UNA AVENIDA MÁXIMA.



DAÑOS CAUSADOS EN EL PATIO DEL COLEGIO DESPUES DE UNA AVENIDA MÁXIMA



LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DE LA ZONA DE ESTUDIO



VISTA DEL LECHO DEL RÍO CACH EN LA ZONA DE ESTUDIO



ANEXO N° 2: CÁLCULO DE NÚMERO DE CURVA -SCS

ANEXO N° 2.1: NUMERO DE CURVA -SCS

USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SUB CUENCA 01						GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SUB CUENCA 02						GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SUB CUENCA 03					
	B			C			B			C			B			C		
	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO
Tierra cultivada s/tratamiento de conservación	0	81	0	0	88	0	8	81	648	8	88	704	9.8	81	793.8	9.8	88	862.4
Pastizales con condiciones regular	42	79	3318	42	86	3612	35.5	79	2804.5	35.5	86	3053	26.2	79	2069.8	26.2	86	2253.2
Bosques con cubierta buena	5	55	275	5	70	350	8.5	55	467.5	8.5	70	595	14	55	770	14	70	980
Carreteras, pavimento con cunetas y alcantarillados	3	98	294	3	98	294	0	98	0	0	98	0	0	98	0	0	98	0
1.-CN ponderado (condiciones secas)	50		3887	50		4256	52		3920	52		4352	50		3633.6	50		4095.6
2.- Perdida inicial Ia (mm)			81.43						79.54						77.29			
3.-% de área impermeabilidad			11.58						13.07						14.92			
			0						0						0			

% de área impermeable por que todo el área se considera permeable

USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SUB CUENCA 04						GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SUB CUENCA 05						GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SUB CUENCA 06					
	B			C			B			C			B			C		
	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO
Tierra cultivada s/tratamiento de conservación	4	81	324	4	88	352	12	81	972	12	88	1056	12.6	81	1020.6	12.6	88	1108.8
Pastizales con condiciones regular	29.7	79	2346.3	29.7	86	2554.2	20	79	1580	20	86	1720	15	79	1185	15	86	1290
Bosques con cubierta buena	16.3	55	896.5	16.3	70	1141	18	55	990	18	70	1260	17.4	55	957	17.4	70	1218
Carreteras, pavimento con cunetas y alcantarillados	0	98	0	3	98	294	0	98	0	0	98	0	5	98	490	5	98	490
1.-CN ponderado (condiciones secas)	50		3566.8	53		4341.2	50		3542	50		4036	50		3652.6	50		4106.8
2.- Perdida inicial Ia (mm)			76.78						75.78						77.59			
3.-% de área impermeabilidad			15.37						16.24						14.67			
			0						0						0			

% de área impermeable por que todo el área se considera permeable

USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SUB CUENCA 07						GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SUB CUENCA 08						GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SUB CUENCA 09					
	B			C			B			C			B			C		
	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO
Tierra cultivada s/tratamiento de conservación	14.6	81	1182.6	14.6	88	1284.8	15.5	81	1255.5	15.5	88	1364	8.7	81	704.7	8.7	88	765.6
Pastizales con condiciones regular	17.6	79	1390.4	17.6	86	1513.6	13	79	1027	13	86	1118	20.1	79	1587.9	20.1	86	1728.6
Bosques con cubierta buena	13.8	55	759	13.8	70	966	13.5	55	742.5	13.5	70	945	18.2	55	1001	18.2	70	1274
Carreteras, pavimento con cunetas y alcantarillados	4	98	392	4	98	392	8	98	784	8	98	784	3	98	294	3	98	294
1.-CN ponderado (condiciones secas)	50		3724	50		4156.4	50		3809	50		4211	50		3587.6	50		4062.2
2.- Perdida inicial la (mm)			78.80						80.20						76.50			
3.-% de área impermeabilidad			13.66						12.54						15.61			
			0						0						0			

% de área impermeable por que todo el área se considera permeable

USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO SUB CUENCA 10					
	B			C		
	%	CN	PRODUCTO	%	CN	PRODUCTO
Tierra cultivada s/tratamiento de conservación	18.6	81	1506.6	18.6	88	1636.8
Pastizales con condiciones regular	15.6	79	1232.4	15.6	86	1341.6
Bosques con cubierta buena	15.8	55	869	15.8	70	1106
Carreteras, pavimento con cunetas y alcantarillados	0	98	0	0	98	0
1.-CN ponderado (condiciones secas)	50		3608	50		4084.4
2.- Perdida inicial la (mm)			76.92			
3.-% de área impermeabilidad			15.24			
			0			

% de área impermeable por que todo el área se considera permeable

**ANEXO N° 3: CÁLCULO DE INTENSIDADES MÁXIMAS POR
MÉTODO DE ILLA-SENAMHI-UNI**

ANEXO N° 3.1: INTENSIDADES MAXIMAS DE DISEÑO POR LA FORMULAS IILA-SENAMHI-UNI

$$I_{(t,T)} = a(1 + K \log T_r)(t + b)^{n-1} (\text{mm/h}) \quad < 3\text{Hrs}$$

Red hidrologica	:	123 ₉	
a	:	12.1	Parametro de intensidad (mm)
K	:	0.553	Parametro de frecuencia
n	:	0.242	Parametro de duracion
b	:	0.4	Parametro (hora)
t	:		Duracion (horas)
Tr	:		Tiempo de retorno (años)
I	:		Intensidad de lluvia(mm/h)

Duracion (min)	Duracion (hr)	Periodo de retorno (años)							
		10	20	30	50	100	200	250	500
2	0.033	35.42	39.22	41.44	44.24	48.03	51.83	53.05	56.85
20	0.333	23.77	26.32	27.81	29.69	32.24	34.78	35.60	38.15
40	0.667	17.89	19.81	20.93	22.35	24.27	26.18	26.80	28.72
60	1.000	14.56	16.12	17.03	18.19	19.75	21.31	21.81	23.37
80	1.333	12.38	13.71	14.49	15.47	16.79	18.12	18.55	19.88
100	1.667	10.84	12.00	12.68	13.54	14.70	15.86	16.23	17.40
120	2.000	9.68	10.71	11.32	12.09	13.12	14.16	14.49	15.53
140	2.333	8.77	9.71	10.26	10.95	11.89	12.83	13.13	14.07
160	2.667	8.04	8.90	9.40	10.04	10.90	11.76	12.04	12.90
180	3.000	7.43	8.23	8.69	9.28	10.08	10.87	11.13	11.93

AENXO N° 3.2: INTENSIDADES MAXIMAS DE DISEÑO POR LA FORMULAS IILA-SENAMHI-UNI

$$I_{(t,T)} = a(1 + K \log T_r)(t)^{n-1} (\text{mm/h}) \quad > 3\text{Hrs}$$

Red hidrologica	:	123 ₉	
a	:	12.1	Parametro de intensidad (mm)
K	:	0.553	Parametro de frecuencia
n	:	0.242	Parametro de duracion
t	:		Duracion (horas)
Tr	:		Tiempo de retorno (años)
I	:		Intensidad de lluvia(mm/h)

Duración (min)	Duracion (hr)	Periodo de retorno (años)							
		10	20	30	50	100	200	250	500
200	3.33	7.54	8.35	8.83	9.42	10.23	11.04	11.30	12.11
220	3.67	7.02	7.77	8.21	8.77	9.52	10.27	10.51	11.26
240	4.00	6.57	7.27	7.69	8.21	8.91	9.61	9.84	10.55
260	4.33	6.18	6.85	7.23	7.72	8.39	9.05	9.26	9.92
280	4.67	5.85	6.47	6.84	7.30	7.93	8.55	8.76	9.38
300	5.00	5.55	6.14	6.49	6.93	7.52	8.12	8.31	8.90
320	5.33	5.28	5.85	6.18	6.60	7.16	7.73	7.91	8.48
340	5.67	5.05	5.59	5.90	6.30	6.84	7.38	7.56	8.10
360	6.00	4.83	5.35	5.65	6.03	6.55	7.07	7.24	7.76
380	6.33	4.64	5.14	5.43	5.79	6.29	6.79	6.95	7.44
400	6.67	4.46	4.94	5.22	5.57	6.05	6.53	6.68	7.16
420	7.00	4.30	4.76	5.03	5.37	5.83	6.29	6.44	6.90
440	7.33	4.15	4.59	4.86	5.18	5.63	6.07	6.22	6.66
460	7.67	4.01	4.44	4.69	5.01	5.44	5.87	6.01	6.44
480	8.00	3.89	4.30	4.55	4.85	5.27	5.69	5.82	6.24
500	8.33	3.77	4.17	4.41	4.70	5.11	5.51	5.64	6.05
520	8.67	3.66	4.05	4.28	4.57	4.96	5.35	5.48	5.87
540	9.00	3.55	3.93	4.16	4.44	4.82	5.20	5.32	5.70
560	9.33	3.46	3.83	4.04	4.32	4.69	5.06	5.18	5.55
580	9.67	3.37	3.73	3.94	4.20	4.56	4.93	5.04	5.40
600	10.00	3.28	3.63	3.84	4.10	4.45	4.80	4.91	5.27
620	10.33	3.20	3.54	3.74	4.00	4.34	4.68	4.79	5.14
640	10.67	3.12	3.46	3.65	3.90	4.24	4.57	4.68	5.01
660	11.00	3.05	3.38	3.57	3.81	4.14	4.47	4.57	4.90
680	11.33	2.98	3.30	3.49	3.73	4.05	4.37	4.47	4.79
700	11.67	2.92	3.23	3.41	3.65	3.96	4.27	4.37	4.68
720	12.00	2.86	3.16	3.34	3.57	3.87	4.18	4.28	4.59
740	12.33	2.80	3.10	3.27	3.49	3.79	4.09	4.19	4.49
760	12.67	2.74	3.04	3.21	3.43	3.72	4.01	4.11	4.40
780	13.00	2.69	2.98	3.15	3.36	3.65	3.93	4.03	4.32
800	13.33	2.64	2.92	3.09	3.29	3.58	3.86	3.95	4.23
820	13.67	2.59	2.87	3.03	3.23	3.51	3.79	3.88	4.16
840	14.00	2.54	2.81	2.97	3.17	3.45	3.72	3.81	4.08

AENXO N° 3.2: INTENSIDADES MAXIMAS DE DISEÑO POR LA FORMULAS IILA-SENAMHI-UNI

$$I_{(t,T)} = a(1 + K \log T_r)(t)^{n-1} (\text{mm/h}) \quad > 3\text{Hrs}$$

Red hidrologica	:	123 ₉	
a	:	12.1	Parametro de intensidad (mm)
K	:	0.553	Parametro de frecuencia
n	:	0.242	Parametro de duracion
t	:		Duracion (horas)
Tr	:		Tiempo de retorno (años)
I	:		Intensidad de lluvia(mm/h)

Duración (min)	Duracion (hr)	Periodo de retorno (años)							
		10	20	30	50	100	200	250	500
860	14.33	2.50	2.76	2.92	3.12	3.39	3.65	3.74	4.01
880	14.67	2.45	2.72	2.87	3.06	3.33	3.59	3.68	3.94
900	15.00	2.41	2.67	2.82	3.01	3.27	3.53	3.61	3.87
920	15.33	2.37	2.63	2.78	2.96	3.22	3.47	3.55	3.81
940	15.67	2.33	2.58	2.73	2.92	3.17	3.42	3.50	3.75
960	16.00	2.30	2.54	2.69	2.87	3.12	3.36	3.44	3.69
980	16.33	2.26	2.50	2.65	2.82	3.07	3.31	3.39	3.63
1000	16.67	2.23	2.47	2.61	2.78	3.02	3.26	3.34	3.57
1020	17.00	2.19	2.43	2.57	2.74	2.98	3.21	3.29	3.52
1040	17.33	2.16	2.39	2.53	2.70	2.93	3.16	3.24	3.47
1060	17.67	2.13	2.36	2.49	2.66	2.89	3.12	3.19	3.42
1080	18.00	2.10	2.33	2.46	2.62	2.85	3.07	3.15	3.37
1100	18.33	2.07	2.29	2.42	2.59	2.81	3.03	3.10	3.33
1120	18.67	2.04	2.26	2.39	2.55	2.77	2.99	3.06	3.28
1140	19.00	2.02	2.23	2.36	2.52	2.73	2.95	3.02	3.24
1160	19.33	1.99	2.20	2.33	2.49	2.70	2.91	2.98	3.19
1180	19.67	1.96	2.18	2.30	2.45	2.66	2.87	2.94	3.15
1200	20.00	1.94	2.15	2.27	2.42	2.63	2.84	2.91	3.11
1220	20.33	1.92	2.12	2.24	2.39	2.60	2.80	2.87	3.07
1240	20.67	1.89	2.10	2.21	2.36	2.57	2.77	2.83	3.04
1260	21.00	1.87	2.07	2.19	2.33	2.54	2.74	2.80	3.00
1280	21.33	1.85	2.05	2.16	2.31	2.51	2.70	2.77	2.96
1300	21.67	1.83	2.02	2.14	2.28	2.48	2.67	2.73	2.93
1320	22.00	1.80	2.00	2.11	2.25	2.45	2.64	2.70	2.90
1340	22.33	1.78	1.98	2.09	2.23	2.42	2.61	2.67	2.86
1360	22.67	1.76	1.95	2.06	2.20	2.39	2.58	2.64	2.83
1380	23.00	1.74	1.93	2.04	2.18	2.37	2.55	2.61	2.80
1400	23.33	1.73	1.91	2.02	2.16	2.34	2.53	2.59	2.77
1420	23.67	1.71	1.89	2.00	2.13	2.32	2.50	2.56	2.74
1440	24.00	1.69	1.87	1.98	2.11	2.29	2.47	2.53	2.71

**ANEXO N° 4: CÁLCULO DE HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN
DE DISEÑO**

ANEXO N° 4.1: HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO DESARROLLADO EN INCREMENTOS DE 20min PARA UNA TORMENTA DE 50 AÑOS Y 24 HORAS EN CUCHOQUESERA, UTILIZANDO EL METODO DE BLOQUE ALTERNO.

Duracion (min)	Intensidad (mm/h)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitacion (mm)
20	29.69	9.90	9.90	0-20	0.17
40	22.35	14.90	5.00	20-40	0.18
60	18.19	18.19	3.29	40-60	0.18
80	15.47	20.62	2.44	60-80	0.19
100	13.54	22.56	1.94	80-100	0.19
120	12.09	24.17	1.61	100-120	0.19
140	10.95	25.55	1.38	120-140	0.20
160	10.04	26.76	1.21	140-160	0.20
180	9.28	27.84	1.08	160-180	0.21
200	9.42	31.41	0.81	180-200	0.22
220	8.77	32.14	0.73	200-220	0.22
240	8.21	32.82	0.68	220-240	0.23
260	7.72	33.47	0.64	240-260	0.24
280	7.30	34.07	0.61	260-280	0.25
300	6.93	34.64	0.57	280-300	0.25
320	6.60	35.19	0.55	300-320	0.26
340	6.30	35.71	0.52	320-340	0.27
360	6.03	36.21	0.50	340-360	0.28
380	5.79	36.68	0.48	360-380	0.30
400	5.57	37.14	0.46	380-400	0.31
420	5.37	37.58	0.44	400-420	0.33
440	5.18	38.01	0.43	420-440	0.34
460	5.01	38.42	0.41	440-460	0.36
480	4.85	38.82	0.40	460-480	0.39
500	4.70	39.20	0.39	480-500	0.41
520	4.57	39.58	0.37	500-520	0.44
540	4.44	39.94	0.36	520-540	0.48
560	4.32	40.29	0.35	540-560	0.52
580	4.20	40.64	0.34	560-580	0.57
600	4.10	40.97	0.33	580-600	0.64
620	4.00	41.30	0.33	600-620	0.73
640	3.90	41.62	0.32	620-640	1.08
660	3.81	41.93	0.31	640-660	1.38
680	3.73	42.23	0.30	660-680	1.94
700	3.65	42.53	0.30	680-700	3.29
720	3.57	42.82	0.29	700-720	9.90
740	3.49	43.10	0.28	720-740	5.00
760	3.43	43.38	0.28	740-760	2.44
780	3.36	43.66	0.27	760-780	1.61
800	3.29	43.93	0.27	780-800	1.21
820	3.23	44.19	0.26	800-820	0.81
840	3.17	44.45	0.26	820-840	0.68
860	3.12	44.70	0.25	840-860	0.61
880	3.06	44.95	0.25	860-880	0.55
900	3.01	45.20	0.25	880-900	0.50
920	2.96	45.44	0.24	900-920	0.46
940	2.92	45.67	0.24	920-940	0.43
960	2.87	45.91	0.23	940-960	0.40

ANEXO N° 4.1: HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO DESARROLLADO EN INCREMENTOS DE 20min PARA UNA TORMENTA DE 50 AÑOS Y 24 HORAS EN CUCHOQUESERA, UTILIZANDO EL METODO DE BLOQUE ALTERNO.

Durcion (min)	Intensidad (mm/h)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitacion (mm)
980	2.82	46.14	0.23	960-980	0.37
1000	2.78	46.36	0.23	980-1000	0.35
1020	2.74	46.59	0.22	1000-1020	0.33
1040	2.70	46.80	0.22	1020-1040	0.32
1060	2.66	47.02	0.22	1040-1060	0.30
1080	2.62	47.23	0.21	1060-1080	0.29
1100	2.59	47.44	0.21	1080-1100	0.28
1120	2.55	47.65	0.21	1100-1120	0.27
1140	2.52	47.86	0.20	1120-1140	0.26
1160	2.49	48.06	0.20	1140-1160	0.25
1180	2.45	48.26	0.20	1160-1180	0.24
1200	2.42	48.45	0.20	1180-1200	0.23
1220	2.39	48.65	0.19	1200-1220	0.23
1240	2.36	48.84	0.19	1220-1240	0.22
1260	2.33	49.03	0.19	1240-1260	0.21
1280	2.31	49.22	0.19	1260-1280	0.21
1300	2.28	49.40	0.19	1280-1300	0.20
1320	2.25	49.58	0.18	1300-1320	0.20
1340	2.23	49.77	0.18	1320-1340	0.19
1360	2.20	49.94	0.18	1340-1360	0.19
1380	2.18	50.12	0.18	1360-1380	0.18
1400	2.16	50.30	0.17	1380-1400	0.18
1420	2.13	50.47	0.17	1400-1420	0.17
1440	2.11	50.64	0.17	1420-1440	0.17

Fuente: Elaboración propia

ANEXO N° 4.2: HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO DESARROLLADO EN INCREMENTOS DE 20min PARA UNA TORMENTA DE 100 AÑOS Y 24 HORAS EN CUCHOQUESERA, UTILIZANDO EL METODO DE BLOQUE ALTERNO.

Duracion (min)	Intensidad (mm/h)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitacion (mm)
20	32.24	10.75	10.75	0-20	0.19
40	24.27	16.18	5.43	20-40	0.19
60	19.75	19.75	3.57	40-60	0.20
80	16.79	22.39	2.65	60-80	0.20
100	14.70	24.50	2.10	80-100	0.21
120	13.12	26.25	1.75	100-120	0.21
140	11.89	27.75	1.50	120-140	0.22
160	10.90	29.06	1.32	140-160	0.22
180	10.08	30.23	1.17	160-180	0.23
200	10.23	34.10	1.00	180-200	0.23
220	9.52	34.90	0.80	200-220	0.24
240	8.91	35.64	0.74	220-240	0.25
260	8.39	36.34	0.70	240-260	0.26
280	7.93	37.00	0.66	260-280	0.27
300	7.52	37.62	0.62	280-300	0.28
320	7.16	38.21	0.59	300-320	0.29
340	6.84	38.77	0.56	320-340	0.30
360	6.55	39.31	0.54	340-360	0.31
380	6.29	39.83	0.52	360-380	0.32
400	6.05	40.33	0.50	380-400	0.34
420	5.83	40.81	0.48	400-420	0.35
440	5.63	41.27	0.46	420-440	0.37
460	5.44	41.72	0.45	440-460	0.39
480	5.27	42.15	0.43	460-480	0.42
500	5.11	42.57	0.42	480-500	0.45
520	4.96	42.97	0.41	500-520	0.48
540	4.82	43.37	0.39	520-540	0.52
560	4.69	43.75	0.38	540-560	0.56
580	4.56	44.12	0.37	560-580	0.62
600	4.45	44.49	0.36	580-600	0.70
620	4.34	44.84	0.35	600-620	0.80
640	4.24	45.19	0.35	620-640	1.17
660	4.14	45.53	0.34	640-660	1.50
680	4.05	45.86	0.33	660-680	2.10
700	3.96	46.18	0.32	680-700	3.57
720	3.87	46.49	0.32	700-720	10.75
740	3.79	46.80	0.31	720-740	5.43
760	3.72	47.11	0.30	740-760	2.65
780	3.65	47.40	0.30	760-780	1.75
800	3.58	47.70	0.29	780-800	1.32
820	3.51	47.98	0.29	800-820	1.00
840	3.45	48.26	0.28	820-840	0.74
860	3.39	48.54	0.28	840-860	0.66
880	3.33	48.81	0.27	860-880	0.59
900	3.27	49.07	0.27	880-900	0.54
920	3.22	49.34	0.26	900-920	0.50
940	3.17	49.59	0.26	920-940	0.46
960	3.12	49.85	0.25	940-960	0.43

ANEXO N° 4.2: HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO DESARROLLADO EN INCREMENTOS DE 20min PARA UNA TORMENTA DE 100 AÑOS Y 24 HORAS EN CUCHOQUESERA, UTILIZANDO EL METODO DE BLOQUE ALTERNO.

Durcion (min)	Intensidad (mm/h)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitacion (mm)
980	3.07	50.10	0.25	960-980	0.41
1000	3.02	50.34	0.25	980-1000	0.38
1020	2.98	50.58	0.24	1000-1020	0.36
1040	2.93	50.82	0.24	1020-1040	0.35
1060	2.89	51.06	0.23	1040-1060	0.33
1080	2.85	51.29	0.23	1060-1080	0.32
1100	2.81	51.52	0.23	1080-1100	0.30
1120	2.77	51.74	0.23	1100-1120	0.29
1140	2.73	51.96	0.22	1120-1140	0.28
1160	2.70	52.18	0.22	1140-1160	0.27
1180	2.66	52.40	0.22	1160-1180	0.26
1200	2.63	52.61	0.21	1180-1200	0.25
1220	2.60	52.82	0.21	1200-1220	0.25
1240	2.57	53.03	0.21	1220-1240	0.24
1260	2.54	53.24	0.21	1240-1260	0.23
1280	2.51	53.44	0.20	1260-1280	0.23
1300	2.48	53.64	0.20	1280-1300	0.22
1320	2.45	53.84	0.20	1300-1320	0.21
1340	2.42	54.04	0.20	1320-1340	0.21
1360	2.39	54.23	0.19	1340-1360	0.20
1380	2.37	54.42	0.19	1360-1380	0.20
1400	2.34	54.61	0.19	1380-1400	0.19
1420	2.32	54.80	0.19	1400-1420	0.19
1440	2.29	54.99	0.19	1420-1440	0.19

Fuente: Elaboracion propia

ANEXO N° 4.3: HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO DESARROLLADO EN INCREMENTOS DE 20min PARA UNA TORMENTA DE 250 AÑOS Y 24 HORAS EN CUCHOQUESERA, UTILIZANDO EL METODO DE BLOQUE ALTERNO.

Durcion (min)	Intensidad (mm/h)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitacion (mm)
20	35.60	11.87	11.87	0-20	0.21
40	26.80	17.87	6.00	20-40	0.21
60	21.81	21.81	3.94	40-60	0.22
80	18.55	24.73	2.92	60-80	0.22
100	16.23	27.06	2.32	80-100	0.23
120	14.49	28.99	1.93	100-120	0.23
140	13.13	30.65	1.66	120-140	0.24
160	12.04	32.10	1.45	140-160	0.25
180	11.13	33.39	1.30	160-180	0.25
200	11.30	37.67	1.17	180-200	0.26
220	10.51	38.54	0.88	200-220	0.27
240	9.84	39.36	0.82	220-240	0.28
260	9.26	40.13	0.77	240-260	0.28
280	8.76	40.86	0.73	260-280	0.29
300	8.31	41.55	0.69	280-300	0.30
320	7.91	42.20	0.65	300-320	0.32
340	7.56	42.83	0.62	320-340	0.33
360	7.24	43.42	0.60	340-360	0.34
380	6.95	43.99	0.57	360-380	0.36
400	6.68	44.54	0.55	380-400	0.37
420	6.44	45.07	0.53	400-420	0.39
440	6.22	45.58	0.51	420-440	0.41
460	6.01	46.08	0.49	440-460	0.44
480	5.82	46.55	0.48	460-480	0.46
500	5.64	47.02	0.46	480-500	0.49
520	5.48	47.46	0.45	500-520	0.53
540	5.32	47.90	0.44	520-540	0.57
560	5.18	48.32	0.42	540-560	0.62
580	5.04	48.74	0.41	560-580	0.69
600	4.91	49.14	0.40	580-600	0.77
620	4.79	49.53	0.39	600-620	0.88
640	4.68	49.91	0.38	620-640	1.30
660	4.57	50.28	0.37	640-660	1.66
680	4.47	50.65	0.36	660-680	2.32
700	4.37	51.00	0.36	680-700	3.94
720	4.28	51.35	0.35	700-720	11.87
740	4.19	51.69	0.34	720-740	6.00
760	4.11	52.03	0.33	740-760	2.92
780	4.03	52.36	0.33	760-780	1.93
800	3.95	52.68	0.32	780-800	1.45
820	3.88	53.00	0.32	800-820	1.17
840	3.81	53.31	0.31	820-840	0.82
860	3.74	53.61	0.30	840-860	0.73
880	3.68	53.91	0.30	860-880	0.65
900	3.61	54.20	0.29	880-900	0.60
920	3.55	54.49	0.29	900-920	0.55
940	3.50	54.78	0.28	920-940	0.51
960	3.44	55.06	0.28	940-960	0.48

ANEXO N° 4.3: HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO DESARROLLADO EN INCREMENTOS DE 20min PARA UNA TORMENTA DE 250 AÑOS Y 24 HORAS EN CUCHOQUESERA, UTILIZANDO EL METODO DE BLOQUE ALTERNO.

Durcion (min)	Intensidad (mm/h)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitacion (mm)
980	3.39	55.33	0.28	960-980	0.45
1000	3.34	55.60	0.27	980-1000	0.42
1020	3.29	55.87	0.27	1000-1020	0.40
1040	3.24	56.13	0.26	1020-1040	0.38
1060	3.19	56.39	0.26	1040-1060	0.36
1080	3.15	56.65	0.26	1060-1080	0.35
1100	3.10	56.90	0.25	1080-1100	0.33
1120	3.06	57.15	0.25	1100-1120	0.32
1140	3.02	57.39	0.25	1120-1140	0.31
1160	2.98	57.64	0.24	1140-1160	0.30
1180	2.94	57.87	0.24	1160-1180	0.29
1200	2.91	58.11	0.24	1180-1200	0.28
1220	2.87	58.34	0.23	1200-1220	0.27
1240	2.83	58.57	0.23	1220-1240	0.26
1260	2.80	58.80	0.23	1240-1260	0.26
1280	2.77	59.03	0.22	1260-1280	0.25
1300	2.73	59.25	0.22	1280-1300	0.24
1320	2.70	59.47	0.22	1300-1320	0.24
1340	2.67	59.68	0.22	1320-1340	0.23
1360	2.64	59.90	0.21	1340-1360	0.22
1380	2.61	60.11	0.21	1360-1380	0.22
1400	2.59	60.32	0.21	1380-1400	0.21
1420	2.56	60.53	0.21	1400-1420	0.21
1440	2.53	60.73	0.21	1420-1440	0.21

Fuente: Elaboracion propia

**ANEXO N° 5: CÁLCULO DE COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE
MANNING**

ANEXO N° 5.1: CÁLCULO DE COEFICIENTE DE MANNING POR MÉTODO DE COWAN

Condicion del canal		Margen izquierda	
Material involucrado	Grava fina	n0	0.024
Grado de irregularidad	Menor	n1	0.005
Variaciones de la seccion transversal	Ocasionalmente alternante	n2	0.005
Efecto relativo de las obstrucciones	Menor	n3	0.01
Vegetacion	Media	n4	0.005
Grado de los efecto por meandros	Menor	m5	1.00

Valor de "n" adoptado según Cowan (margen izquierda) : **0.049**

Condicion del canal		Margen derecha	
Material involucrado	Grava gruesa	n0	0.028
Grado de irregularidad	Menor	n1	0.005
Variaciones de la seccion transversal	Ocasionalmente alternante	n2	0.005
Efecto relativo de las obstrucciones	Menor	n3	0.01
Vegetacion	Media	n4	0.005
Grado de los efecto por meandros	Menor	m5	1.00

Valor de "n" adoptado según Cowan (margen derecha) : **0.053**

Condicion del canal		Fondo del cauce	
Material involucrado	Grava gruesa	n0	0.028
Grado de irregularidad	Menor	n1	0.005
Variaciones de la seccion transversal	Ocasionalmente alternante	n2	0.005
Efecto relativo de las obstrucciones	Menor	n3	0.01
Vegetacion	Media	n4	0.005
Grado de los efecto por meandros	Menor	m5	1.00

Valor de "n" adoptado según Cowan (fondo) : **0.053**

ANEXO N° 5.2: Valores del coeficiente de rugosidad n recomendados para el diseño

Tipo de canal y descripción	Minimo	Normal	Máximo
Corrientes naturales			
1.-Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2.-Iguual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.03	0.035	0.04
3.-Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4.-Iguual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.05
5.-Iguual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.04	0.048	0.055
6.-Iguual al 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.066

Fuente: Hidráulica de canales abiertos (Ven Te Chow). Tabla 5-6.Pag.108.

**ANEXO N° 6: CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL DEL RÍO
CACHI (MÉTODO DE LISCHTVAN LEBEDIEV)**

CUADRO N° 6.1

CALCULO DE LA ZOCAVACION GENERAL DEL RÍO CACHI (METODO DE LISCHTVAN - LEBEDIEV)

Coef. Rugosidad (n)	0.052	Diámetro medio (mm)	88.00
Pendiente del río (S)	0.04	Coficiente (a)	3.846
Coef.contraccion (u)	1.00	x	0.27
		1/(1+x)	0.79

CAUDAL (m ³ /s)	PERIODO DE RETORNO (años)	Beta	Ho (m)	Hs (m)	ZOCAVACION GENERAL (m)
363.40	50	0.95	1.500	2.586	1.086
450.10	100	0.98	1.500	2.522	1.022
571.10	250	1.03	1.500	2.440	0.940

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_o^{5/3}}{0.68 \cdot D_m^{0.28 + \beta}} \right)^{\frac{1}{(1+x)}}$$

$$\alpha = \frac{Q}{(d_m^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu)}$$

- ds : Tirante despues de producirse socavacion(m)
- α :Coficiente
- Ho :Tirante sin socavacion(m)
- Dm :Diametro medio (mm)
- β :Coficiente que depende del TR
- x :Exponente que depende de(Dm y γ_s)
- Q :Caudal del rio (m3/s)
- dm : Tirante medio (A/Be)
- Be : Ancho efectivo de la seccion sin obstaculos
- ϑ : Coficiente de contraccion

**ANEXO N° 7: CÁLCULO DE SECCIÓN DE EQUILIBRIO DEL RÍO
CACHI (MÉTODO DE LACEY)**

ANEXO N° 8: DISEÑO DE MURO CONCRETO CICLÓPEO

DISEÑO MURO DE CONCRETO CICLOPEO (0+000 -0+231.00 km)

TÍTULO: SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO CACHI PARA DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSA RIBEREÑA EN EL ÁREA URBANA DE VINCHOS-AYACUCHO,2012

DATOS

- 1.- Pantalla del concreto, y cimientos
 $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 $Wc = 2400 \text{ Kg/m}^3$
 $\tan(\phi) = 0.75$
 $\gamma_{\text{roca cimientos}} = 1750 \text{ Kg/m}^3$

DIMENSIONES DEL MURO:

Altura total de muro	$H =$	3.90 m
Altura parcial de muro (Pantalla)	$h =$	2.50 m
Altura de cimentación	$d =$	1.00 m
Ancho de cabeza de muro	$a =$	0.50 m
Borde Libre =FB	$FB =$	0.50 m

CARGAS Y OTROS ELEMENTOS DEL MURO

Peso específico del concreto = (w)	2.40 Tn/m ³
Peso específico del agua = (W)	1,000.00 Kg/m ³
Angulo de fricción del suelo en el piso (ϕ)=	28.00 Grados
Presión admisible de terreno = (q)	1.13 Kg/cm ²
Resistencia de concreto del muro ($f'c$)	140.00 kg/cm ²
Coefficiente Fricción = (f)	0.75
Factor de seguridad al volteo	2.00
Factor de seguridad al deslizamiento	2.00

- 1.- Hallar la profundidad, Rei pasa por el limite del tercio medio de aguas abajo, a tirante máximo
 A Tirante Máximo

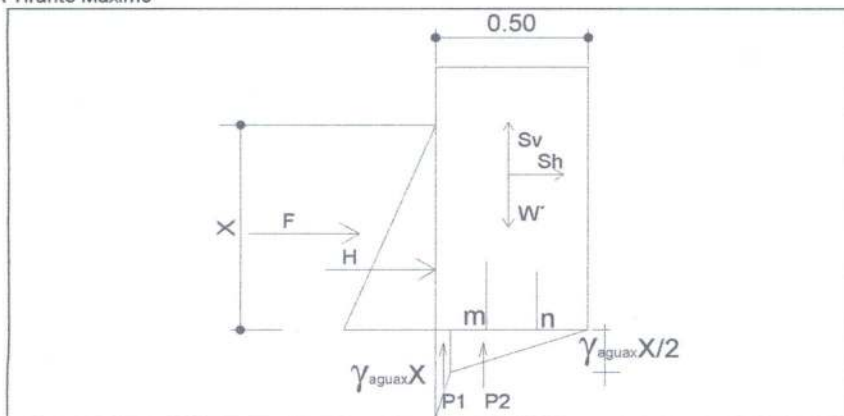


FIGURA N° 01

Hacer $\Sigma M = 0$, alrededor del punto n

Para un X = 0.83 mts

	FUERZAS	BRAZO	MOMENTO
Peso concreto	1.6	0.1	0.13
Sismo horizontal	0.2	0.7	-0.11
Sismo vertical	0.0	0.1	0
Por empuje de agua			
H=	0.3	0.3	-0.1
Por empuje de agua en sismo (adicional)			
F=	0.0	0.4	-0.01
Fuerzas en la base X-X			
P1 =	0.0	-0.1	0
P2 =	0.1	0.1	-0.01
		$\Sigma M =$	-0.1

2.- Determinación de la resultante R'ei a tirante mínimo, para una profundidad:

X= 0.83 mts

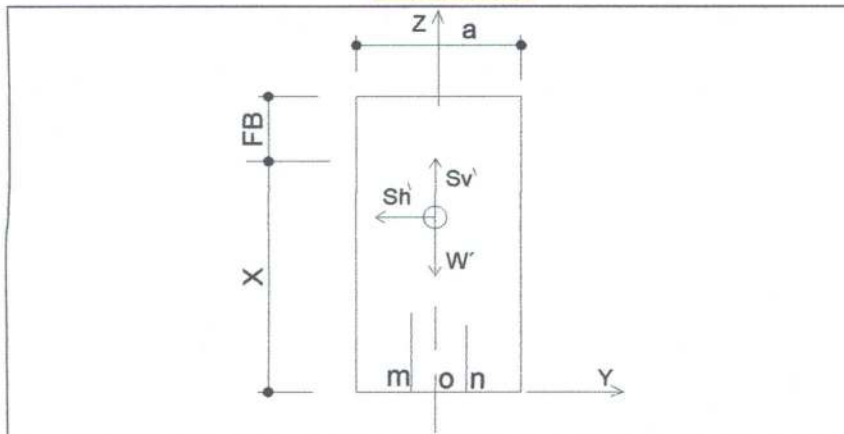


FIGURA N° 02

De la figura 2, para el cálculo de la posición de la resultante R'ei, se determina calculando momentos respecto al punto O.

	FUERZAS	BRAZO	MOMENTO
Peso concreto	1.6	0	0
Sismo horizontal	0.2	0.67	0.11
Sismo vertical	0.0	0	0
		$\Sigma M =$	0.11 Tn-m

La suma de fuerzas verticales

$$N'z = W' - Sv' = -1.6 \text{ Tn}$$

Cálculo de la Excentricidad

$$e = \frac{Mo(R'ei)}{N'z} = 0.071 \text{ mts}$$

Como m-o = 0.08 entonces e = 0.071 < 0.08 OK! pasa por el tercio central
entonces e = 0.071 mts

3.- Determinación de los esfuerzos unitarios normales
A Tirante Máximo

$$\sigma_z = \frac{N_z}{A} + \frac{M_x}{I_x} y \quad (\text{Los signos son convencionales})$$

El sismo actúa hacia abajo

$$\begin{aligned} N_z &= -1.5 \text{ Tn} \\ M_x &= -0.13 \text{ Tn-m} \\ I_x &= 0.010 \text{ m}^4 \\ A &= 0.5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Para $Y = 0.25 \text{ m}$

$$\sigma_z = -0.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Para $Y = -0.25 \text{ m}$

$$\sigma_z = 0.01 \text{ Kg/cm}^2$$

A Tirante Mínimo

El sismo actúa hacia arriba

$$\begin{aligned} N_z &= -1.6 \text{ Tn} \\ M_x &= -0.11 \text{ Tn-m} \\ I_x &= 0.010416667 \text{ m}^4 \\ A &= 0.5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Para $Y = 0.25 \text{ m}$

$$\sigma_z = -0.57 \text{ Kg/cm}^2$$

Para $Y = -0.25 \text{ m}$

$$\sigma_z = -0.57 \text{ Kg/cm}^2$$

4.- Factor de Seguridad contra el Deslizamiento

El factor de seguridad contra el deslizamiento, tomando en cuenta la resistencia al rasante, se expresa por:

$$F.S. = \frac{\sum V \tan \rho + A \cdot V_{VZ, \text{medio}}}{\sum H}$$

Se sabe que para una sección rectangular

$$V_{zy, \text{medio}} = \frac{2}{3} \cdot V_{zy, \text{máximo}}$$

$$V_{zy, \text{máximo}} = 0.20 \cdot f' \cdot c = 28 \text{ Kg/cm}^2 \quad \longrightarrow \quad V_{zy, \text{medio}} = 18.67 \text{ Kg/cm}^2$$

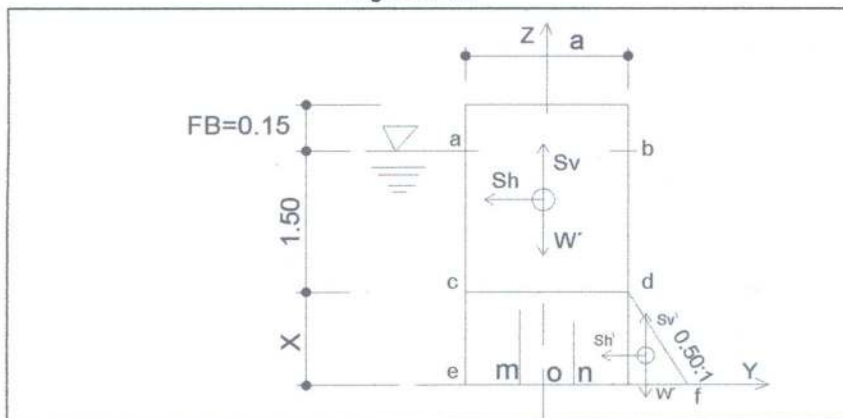
Sustituyendo Valores:

$$F.S. = 173.14 > 4 \text{ OK! Cumple con las condiciones de estabilidad}$$

5.- Cálculo de la zona III

a).- Determinación de la profundidad a la cual Rei a tirante mínimo pasa por el extremo superior del tercio medio

Figura N° 03

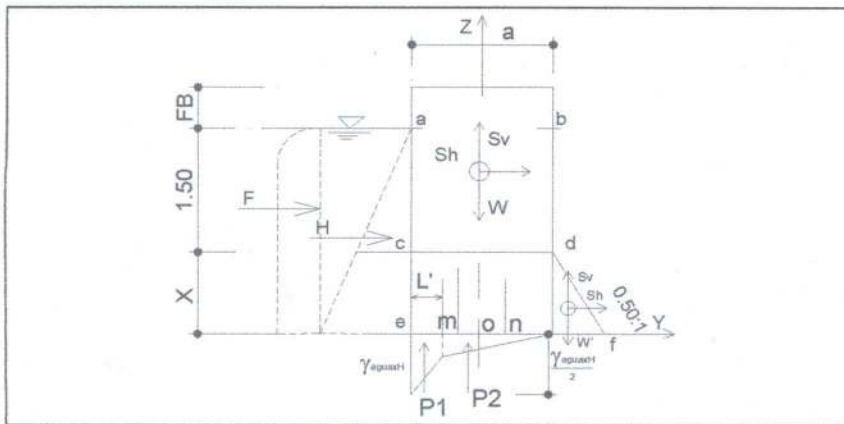


Hacer $\Sigma M = 0$, alrededor del punto m
 Para un X = 0.50 mts

FUERZAS (Tn)	BRAZO	MOMENTO
Peso concreto en zona recta W1= 2.2	0.00	0
Sismo horizontal efecto inercia zona recta 0.2	0.92	-0.2
Sismo vertical efecto inercia zona recta 0.1	0.00	0
Peso concreto en zona inclinada espalda W2= 0.2	0.33	0.05
Sismo horizontal efecto inercia zona espalda 0.0	0.17	0
Sismo vertical efecto inercia zona espalda 0.0	0.33	0
$\Sigma M =$		-0.15

- b).- Determinación de la profundidad a la cual Rei a Tirante Máximo pasa por el extremo inferior del tercio medio
A Tirante Máximo

Figura N° 04



Al hacer $\Sigma M = 0$, alrededor del punto n, calculamos el valor de X. Si el valor de X calculado para la condición de tirante máximo es menor al de tirante mínimo, rige aquel valor; sinó rige el de tirante mínimo.

Hacer $\Sigma M = 0$, alrededor del punto n
 Para un X = 0.20 mts

FUERZAS (Tn)	BRAZO	MOMENTO
Peso concreto en zona recta W1= 1.8	0.15	-0.28
Sismo horizontal efecto inercia zona recta 0.2	0.77	0.14
Sismo vertical efecto inercia zona recta 0.1	0.15	0.01
Empuje de agua H= 0.5	0.34	0.18
Efecto de inercia del agua en sismo (Empuje) F= 0.1	0.44	0.03
Peso concreto en zona inclinada espalda W2= 0.0	0.13	0
Sismo horizontal efecto inercia zona espalda 0.0	0.07	0
Sismo vertical efecto inercia zona espalda 0.0	0.13	0
Fuerzas en la base X-X P1 = 0.0	0.37	0.02
P2 = 0.1	0.16	0.02
$\Sigma M =$		0.12

Hemos obtenido una nueva profundidad de $X = 0.20$ < 0.5 Se toma este valor para máximo H
Entonces $X = 0.2$ mts hallamos el momento respecto al punto n

A Tirante mínimo

FUERZAS (Tn)	BRAZO	MOMENTO
Peso concreto en zona recta W1= 1.8	0.15	0.28
Sismo horizontal efecto inercia zona recta 0.2	0.77	-0.14
Sismo vertical efecto inercia zona recta 0.1	0.15	-0.01
Empuje de agua H= 0.0	0.34	0
Efecto de inercia del agua en sismo (Empuje) F= 0.0	0.44	0
Peso concreto en zona inclinada espalda W2= 0.0	0.13	0
Sismo horizontal efecto inercia zona espalda 0.0	0.07	0
Sismo vertical efecto inercia zona espalda 0.0	0.13	0
Fuerzas en la base X-X P1 = 0.0	0.37	-0.02
P2 = 0.1	0.16	-0.02
	$\Sigma M =$	0.09

Tambien tenemos los siguientes:

La suma de fuerzas verticales

$$Nz = W1+W2-(Sv+Sv'+P1+P2) = 1.6 \text{ Tn}$$

Cálculo de la Excentricidad

$$e = \frac{M_o(R'ei)}{Nz} = 0.06 \text{ mts}$$

Como $n=0$

$$0.08 \text{ entonces } e = 0.06 < 0.08 \text{ OK! pasa por el tercio central}$$

c).- Cálculo de las características de la Zona III para la condición de Tirante máximo

Calculo del empuje para $X = 0.2$ Mts

$$Fy = 0.2 \text{ Tn}$$

$$\sigma_z = \frac{Nz}{A} + \frac{M_x}{I_x} y \quad (\text{Los signos son convencionales})$$

El sismo actúa hacia abajo

$$\begin{aligned} Nz &= -1.6 \text{ Tn} \\ e &= 0.13 \text{ Mts} \\ Mx &= -0.21 \text{ Tn-m} \\ Ix &= 0.02 \text{ m}^4 \\ B &= 0.6 \text{ m} \\ A &= 0.6 \text{ m}^2 \\ \text{Para } Y &= 0.30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\sigma_z = -0.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para } Y = -0.30 \text{ m}$$

$$\sigma_z = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$$

d).- Factor de seguridad contra el deslizamiento

$$F.S. = \frac{\sum V \tan \rho + A \cdot V_{Vz.medio}}{\sum H}$$

Se sabe que para una sección rectangular

$$V_{zy.medio} = \frac{2}{3} \cdot V_{zy.máximo}$$

$$V_{zy.máximo} = 0.20 \cdot f' \cdot c = 28 \text{ Kg/cm}^2 \quad \longrightarrow \quad V_{zy.medio} = 18.67 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo Valores:

$$F.S. = 607.49 > 4 \text{ OK! Cumple con las condiciones de estabilidad}$$

DISEÑO MURO DE CONCRETO CICLOPEO (0+000-0+275.00)

TÍTULO: SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO CACHI PARA DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSA RIBEREÑA EN EL ÁREA URBANA DE VINCHOS-AYACUCHO, 2012

DATOS

- 1.- Pantalla del concreto, y cimienta
 $F'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 $Wc = 2400 \text{ Kg/m}^3$
 $\tan(\phi) = 0.75$

$\gamma_{\text{roca cimienta}} = 1750 \text{ Kg/m}^3$

DIMENSIONES DEL MURO:

Altura total de muro	H =	3.40 m
Altura parcial de muro (Pantalla)	h =	2.00 m
Altura de cimentación	d =	1.00 m
Ancho de cabeza de muro	a =	0.50 m
Borde Libre =FB	FB=	0.50 m

CARGAS Y OTROS ELEMENTOS DEL MURO

Peso específico del concreto = (w)	2.40 Tn/m³
Peso específico del agua = (W)	1,000.00 Kg/m³
Angulo de fricción del suelo en el piso (ϕ) =	28.00 Grados
Presión admisible de terreno = (q)	1.13 Kg/cm²
Resistencia de concreto del muro ($f'c$)	140.00 kg/cm²
Coefficiente Fricción = (f)	0.75
Factor de seguridad al volteo	2.00
Factor de seguridad al deslizamiento	2.00

- 1.- Hallar la profundidad, Rei pasa por el límite del tercio medio de aguas abajo, a tirante máximo A Tirante Máximo

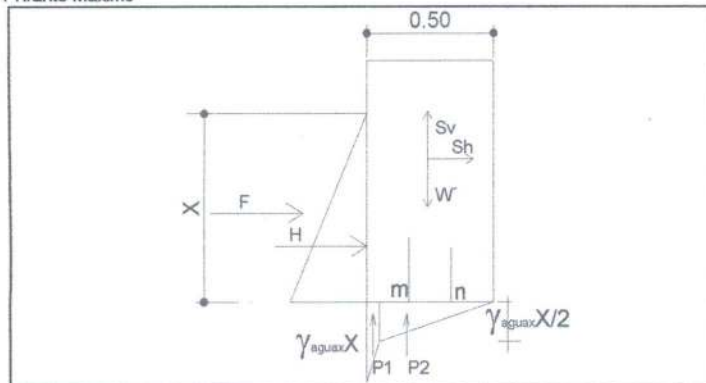


FIGURA 1

Hacer $\Sigma M = 0$, alrededor del punto n

Para un X = 0.67 mts

	FUERZAS	BRAZO	MOMENTO
Peso concretc	1.6	0.1	0.13
Sismo horizontal	0.2	0.7	-0.11
Sismo vertical	0.0	0.1	0
Por empuje de agua			
H=	0.3	0.3	-0.1
Por empuje de agua en sismo (adicional)			
F=	0.0	0.4	-0.01
Fuerzas en la base X-X			
P1 =	0.0	-0.1	0
P2 =	0.1	0.1	-0.01
		$\Sigma M =$	-0.1

2.- Determinación de la resultante R'ei a tirante mínimo, para una profundidad:

X= 0.83 mts

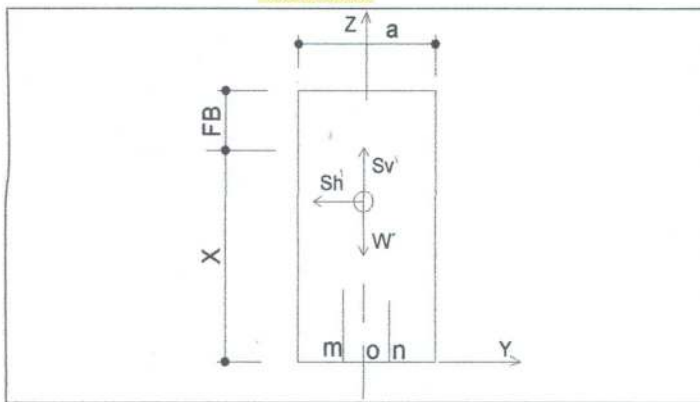


FIGURA 2

De la figura 2, para el calculo de la posición de la resultante R'ei, se determina calculando momentos respecto al punto O.

	FUERZAS	BRAZO	MOMENTO
Peso concretc	1.6	0	0
Sismo horizontal	0.2	0.67	0.11
Sismo vertical	0.0	0	0
		$\Sigma M =$	0.11 Tn-m

La suma de fuerzas verticales

$$N'z = W - Sv' = -1.6 \text{ Tn}$$

Cálculo de la Excentricidad

$$e = \frac{M_o(R'ei)}{N'z} = 0.071 \text{ mts}$$

Como m-o = 0.08 entonces e = 0.071 < 0.08 OK! pasa por el tercio central
entonces e = 0.071 mts

3.- Determinación de los esfuerzos unitarios normales

A Tirante Máximo

$$\sigma_z = \frac{N_x}{A} + \frac{M_x}{I_x} y \quad (\text{Los signos son convencionales})$$

El sismo actúa hacia abajo

$$\begin{aligned} N_z &= -1.5 \text{ Tn} \\ M_x &= -0.13 \text{ Tn-m} \\ I_x &= 0.010 \text{ m}^4 \\ A &= 0.5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Para $Y = 0.25 \text{ m}$

$$\sigma_z = -0.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Para $Y = -0.25 \text{ m}$

$$\sigma_z = 0.01 \text{ Kg/cm}^2$$

A Tirante Mínimo

El sismo actúa hacia arriba

$$\begin{aligned} N_z &= -1.6 \text{ Tn} \\ M_x &= -0.11 \text{ Tn-m} \\ I_x &= 0.010416667 \text{ m}^4 \\ A &= 0.5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Para $Y = 0.25 \text{ m}$

$$\sigma_z = -0.57 \text{ Kg/cm}^2$$

Para $Y = -0.25 \text{ m}$

$$\sigma_z = -0.57 \text{ Kg/cm}^2$$

4.- Factor de Seguridad contra el Deslizamiento

El factor de seguridad contra el deslizamiento, tomando en cuenta la resistencia al rasante, se expresa por:

$$F.S. = \frac{\sum V \tan \rho + A V_{z, \text{medio}}}{\sum H}$$

Se sabe que para una sección rectangular

$$V_{zy, \text{medio}} = \frac{2}{3} \cdot V_{zy, \text{máximo}}$$

$$V_{zy, \text{máximo}} = 0.20 \times f'c = 28 \text{ Kg/cm}^2 \quad \longrightarrow \quad V_{zy, \text{medio}} = 18.67 \text{ Kg/cm}^2$$

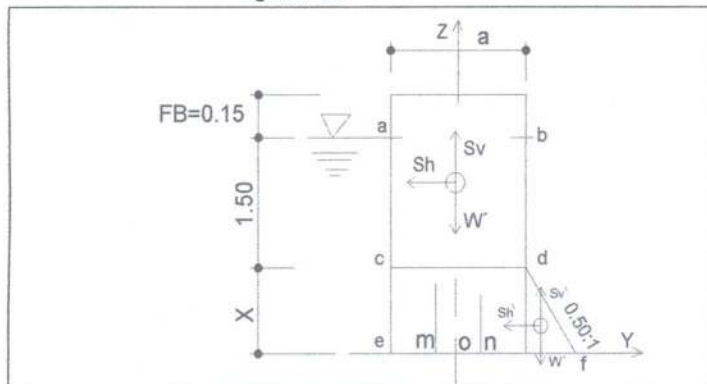
Sustituyendo Valores:

$$F.S. = 173.14 > 4 \text{ OK! Cumple con las condiciones de estabilidad}$$

5.- Cálculo de la zona III

a). Determinación de la profundidad a la cual Rei a tirante mínimo pasa por el extremo superior del tercio medio

Figura N° 03

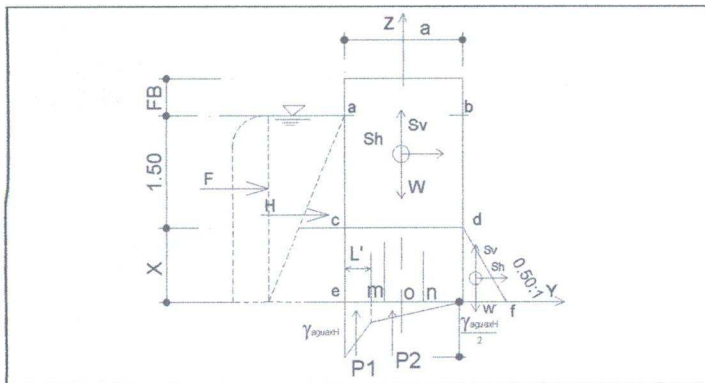


Hacer $\Sigma M = 0$, alrededor del punto m
 Para un X = 0.50 mts

FUERZAS (Tn)	BRAZO	MOMENTO
Peso concreto en zona recta W1= 2.2	0.00	0
Sismo horizontal efecto inercia zona recta 0.2	0.92	-0.2
Sismo vertical efecto inercia zona recta 0.1	0.00	0
Peso concreto en zona inclinada espalda W2= 0.2	0.33	0.05
Sismo horizontal efecto inercia zona espalda 0.0	0.17	0
Sismo vertical efecto inercia zona espalda 0.0	0.33	0
$\Sigma M =$		-0.15

b). Determinación de la profundidad a la cual Rei a Tirante Máximo pasa por el extremo inferior del tercio medio
A Tirante Máximo

Figura N° 04



Al hacer $\Sigma M = 0$, alrededor del punto n, calculamos el valor de X. Si el valor de X calculado para la condición de tirante máximo es menor al de tirante mínimo, rige aquel valor; sino rige el de tirante mínimo.

Hacer $\Sigma M = 0$, alrededor del punto n
 Para un X = 0.20 mts

FUERZAS (Tn)	BRAZO	MOMENTO
Peso concreto en zona recta W1= 1.8	0.15	-0.28
Sismo horizontal efecto inercia zona recta 0.2	0.77	0.14
Sismo vertical efecto inercia zona recta 0.1	0.15	0.01
Empuje de agua H= 0.5	0.34	0.18
Efecto de inercia del agua en sismo (Empuje) F= 0.1	0.44	0.03
Peso concreto en zona inclinada espalda W2= 0.0	0.13	0
Sismo horizontal efecto inercia zona espalda 0.0	0.07	0
Sismo vertical efecto inercia zona espalda 0.0	0.13	0
Fuerzas en la base X-X P1 = 0.0	0.37	0.02
P2 = 0.1	0.16	0.02
$\Sigma M =$		0.12

Hemos obtenido una nueva profundidad de $X=0.20 < 0.5$ Se toma este valor para máximo H
 Entonces $X=0.2$ mts hallamos el momento respecto al punto n

A Tirante mínimo

FUERZAS (Tn)	BRAZO	MOMENTO
Peso concreto en zona recta W1= 1.8	0.15	0.28
Sismo horizontal efecto inercia zona recta 0.2	0.77	-0.14
Sismo vertical efecto inercia zona recta 0.1	0.15	-0.01
Empuje de agua H= 0.0	0.34	0
Efecto de inercia del agua en sismo (Empuje) F= 0.0	0.44	0
Peso concreto en zona inclinada espalda W2= 0.0	0.13	0
Sismo horizontal efecto inercia zona espalda 0.0	0.07	0
Sismo vertical efecto inercia zona espalda 0.0	0.13	0
Fuerzas en la base X-X P1 = 0.0	0.37	-0.02
P2 = 0.1	0.16	-0.02
	$\Sigma M =$	0.09

También tenemos los siguientes:

La suma de fuerzas verticales

$$N_z = W1 + W2 - (Sv + Sv' + P1 + P2) = 1.6 \text{ Tn}$$

Cálculo de la Excentricidad

$$e = \frac{M_o(R'ej)}{N_z} = 0.06 \text{ mts}$$

N_z

Como $n-o = 0.08$ entonces $e = 0.06 < 0.08$ OK! pasa por el tercio central
 entonces $e = 0.06$ mts

c). Cálculo de las características de la Zona III para la condición de Tirante máximo

Cálculo del empuje para $X = 0.2$ Mts

$$F_y = 0.2 \text{ Tn}$$

$$\sigma_z = \frac{N_z}{A} + \frac{M_x}{I_x} y \quad (\text{Los signos son convencionales})$$

El sismo actúa hacia abajo

$$\begin{aligned} N_z &= -1.6 \text{ Tn} \\ e &= 0.13 \text{ Mts} \\ M_x &= -0.21 \text{ Tn-m} \\ I_x &= 0.02 \text{ m}^4 \\ B &= 0.6 \text{ m} \\ A &= 0.6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Para } Y = 0.30 \text{ m}$$

$$\sigma_z = -0.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para } Y = -0.30 \text{ m}$$

$$\sigma_z = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$$

d). Factor de seguridad contra el deslizamiento

$$F.S. = \frac{\sum V \tan \rho + A V_{z,medio}}{\sum H}$$

Se sabe que para una sección rectangular

$$V_{z,medio} = \frac{2}{3} \cdot V_{z,máximo}$$

$$V_{z,máximo} = 0.20 x f'c = 28 \text{ Kg/cm}^2 \quad \longrightarrow \quad V_{z,medio} = 18.67 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo Valores:

$$F.S. = 607.49 > 4 \text{ OK! Cumple con las condiciones de estabilidad}$$

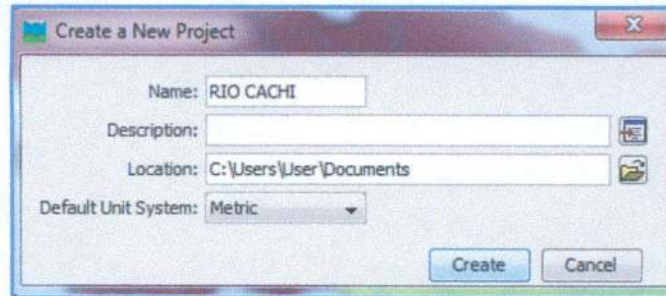
ANEXO N° 9: MANUAL DEL MODELO HEC-HMS3.5

MANUAL DE HEC-HMS 3.5

1. CREAR UN PROYECTO NUEVO

Abrimos el programa

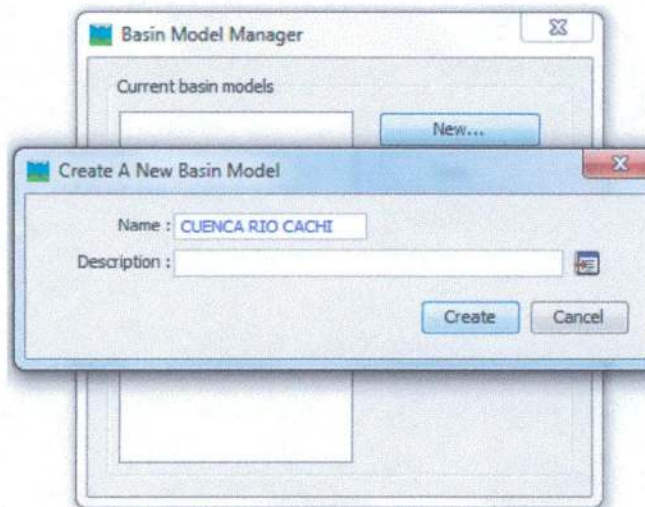
Seleccionamos **File>New Project...**



- Ingresar un nombre de proyecto, una descripción del mismo (no es obligatorio) y definir el sistema de unidades por defecto
- Clic en **Create** para aceptar

2. Crear el modelo de la cuenca

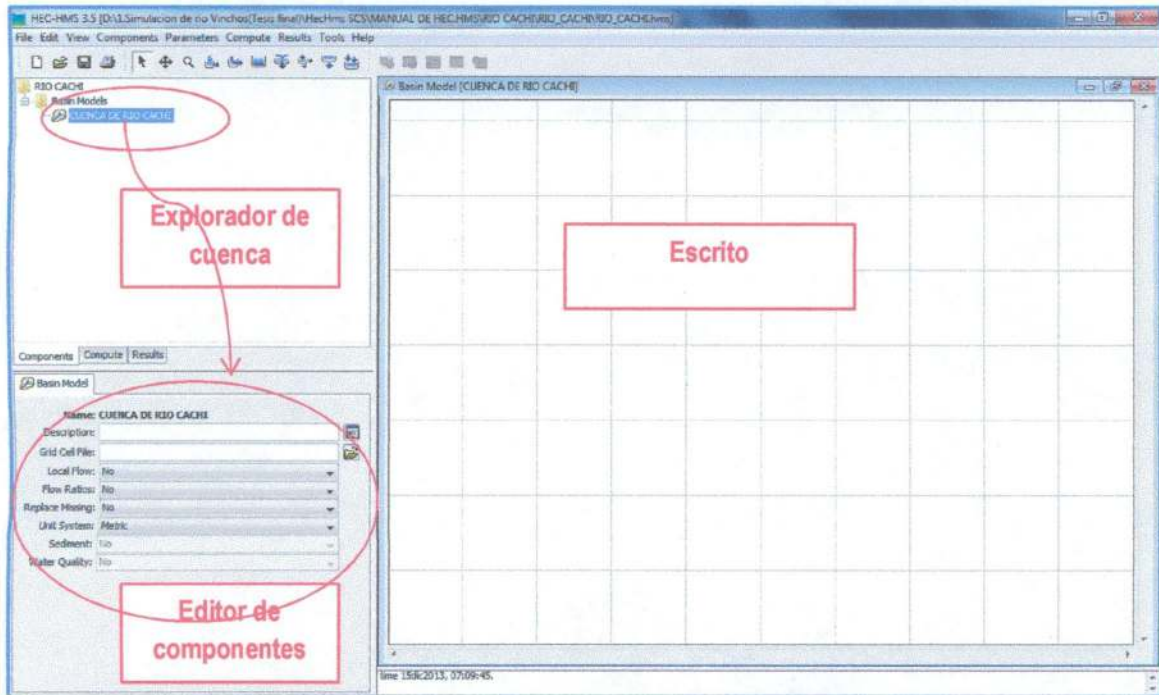
- Seleccionar **Componentes/Basin Model Manager**
- En la ventana "**Basin Model Manager**" seleccionar "**New**"



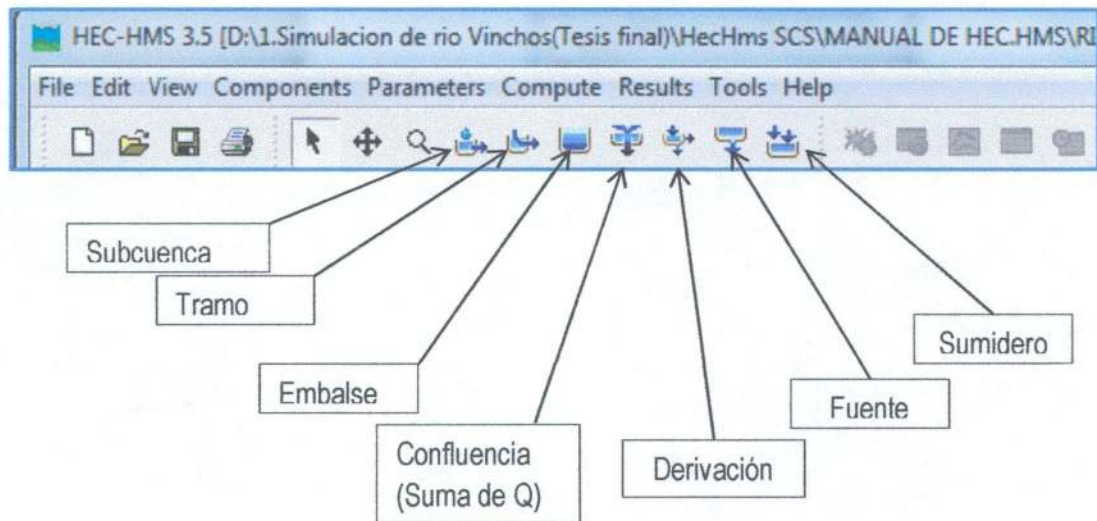
- En la ventana "**Create a New Basin Model**" ingresar un nombre de cuenca y una descripción (no es obligatorio), clic en **Create** para aceptar
- Cerrar ventana "**Basin Model Manager**"

Davis A.

- Dentro de la carpeta **"Basin Models"** de la ventana del Explorador de Cuenca, aparecerá la cuenca. Clic en el signo "+" para que aparezca el icono y seleccionarlo.
- Se abrirá en el Escritorio del programa una ventana.



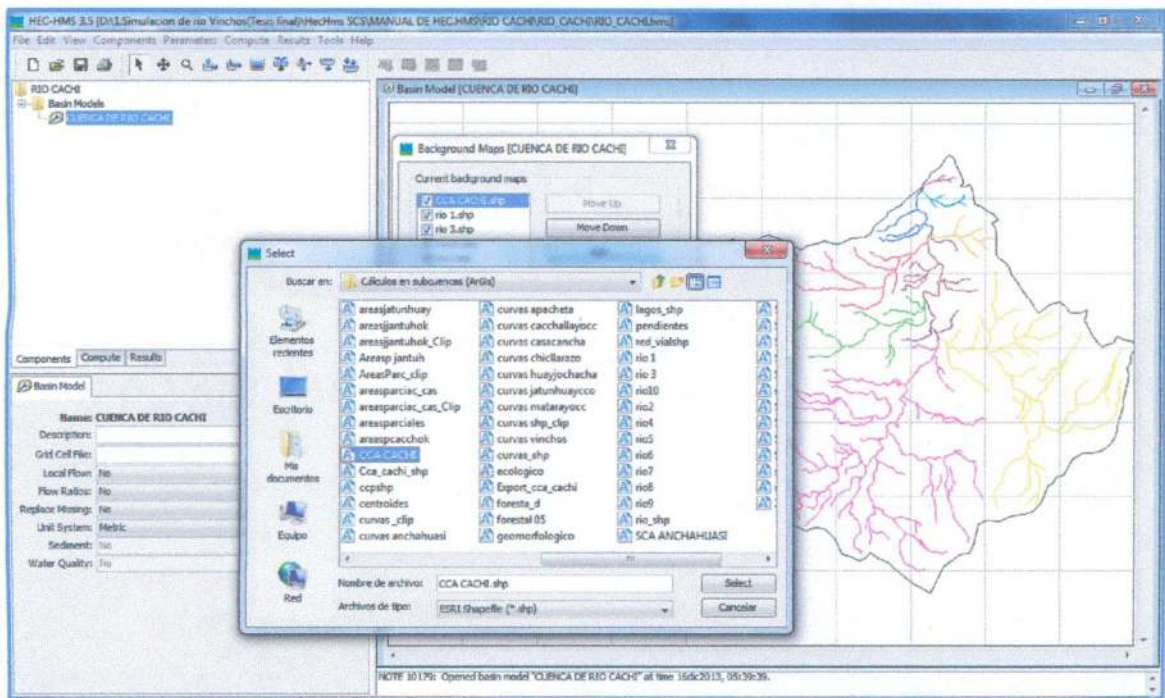
En esta ventana se construye el esquema de la cuenca utilizando los iconos de color azul, hay 7 tipos:



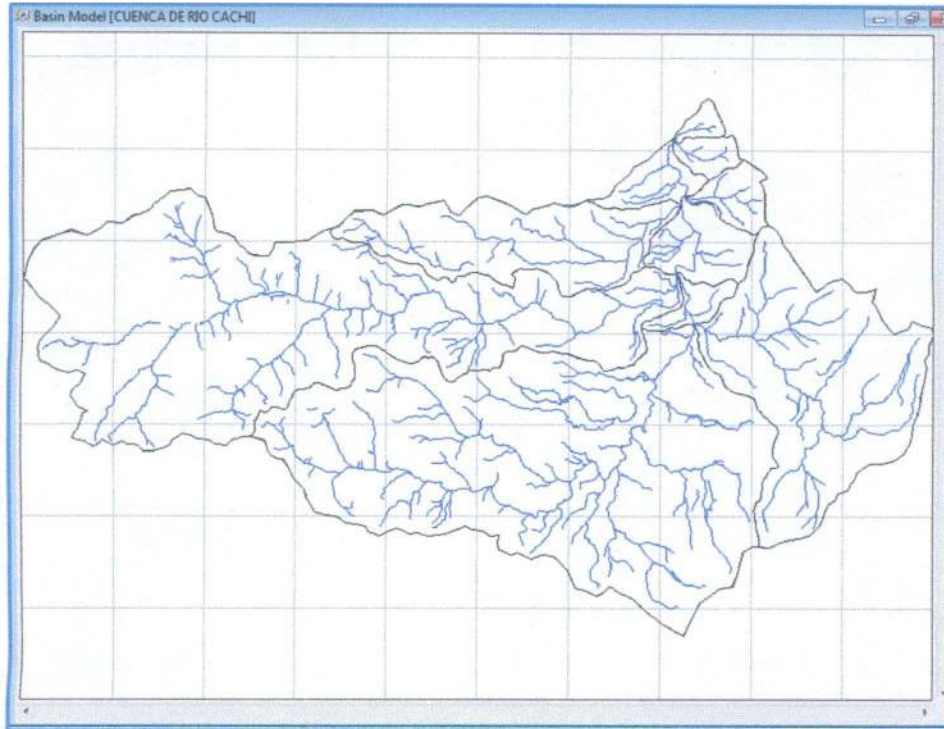
3. CARGAR MAPA DE FONDO (OPCIONAL)

Antes de empezar a construir el modelo de la cuenca, se puede cargar un mapa de fondo para que sirva de ayuda.

- Seleccionar **View/Background maps**
- Seleccionar **Add** para cargar un mapa. Los ficheros pueden ser de 5 tipos: *.dlg, *.shp, *.img, *.map, *.dxf



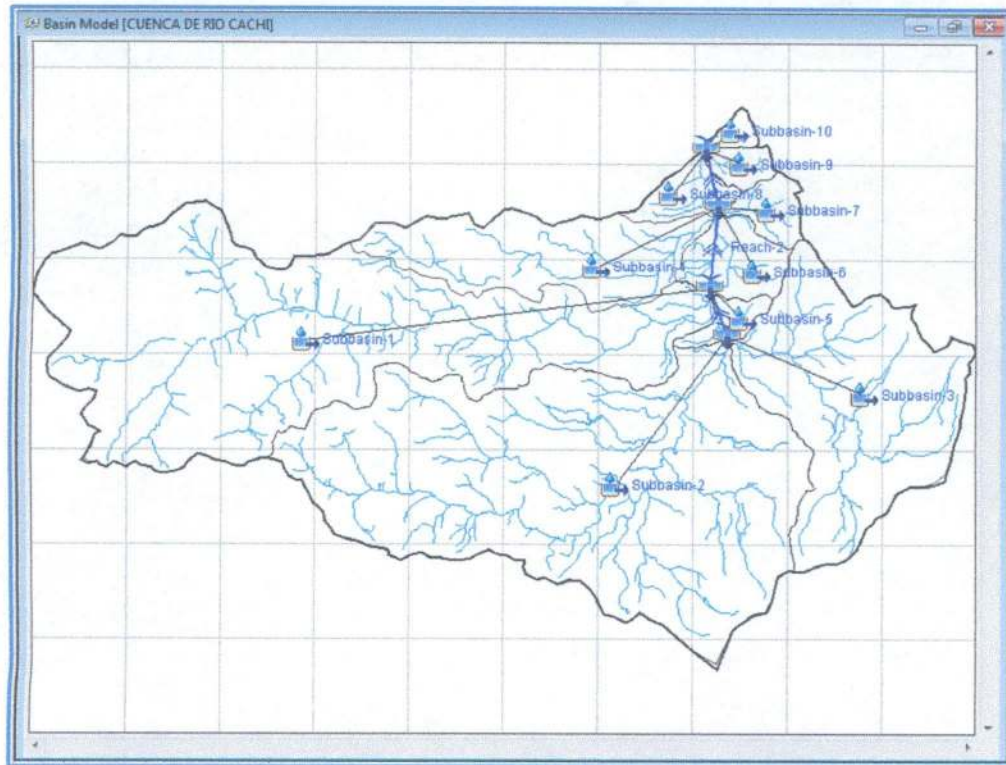
- **Select** para aceptar
- **Ok** para cerrar la ventana **"Background Maps"**
- También pueden cargarse mapas haciendo clic con el botón derecho del ratón sobre el escritorio.



4. CREAR LOS ELEMENTOS HIDROLÓGICOS



- Seleccionar el icono del elemento que se desea crear y pinchar con el cursor en algún sitio de la ventana "**Basin Model**".
- Se abrirá una ventana en donde se puede colocar el nombre del elemento (el programa pone uno por defecto) y la descripción (no obligatoria).
- Clic en **Create** y el elemento queda creado.
- Cada vez que se haga esto, aparecerá un icono dentro de la carpeta con el nombre de la cuenca en la ventana del Explorador de Cuenca.
- Hacer lo mismo con todos los elementos que se desean crear. Recordad crear elementos "Junction" (confluencia o suma de hidrogramas).

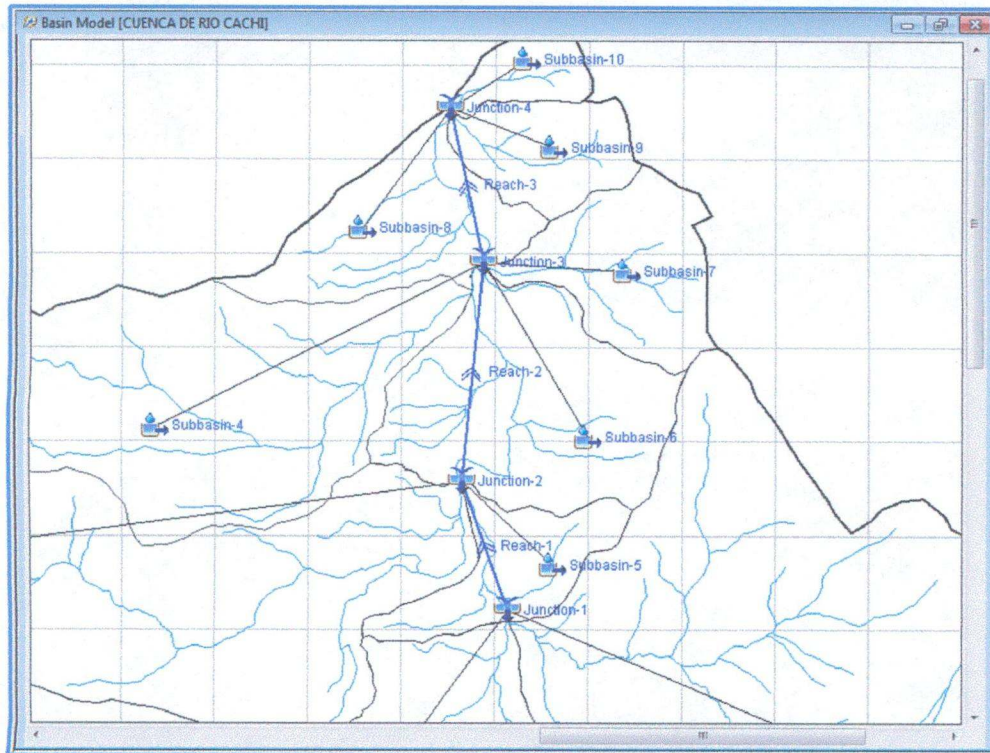
El lugar del escritorio donde se crean los elementos es irrelevante, lo importante son las conexiones entre elementos.



5. CONECTAR LOS ELEMENTOS

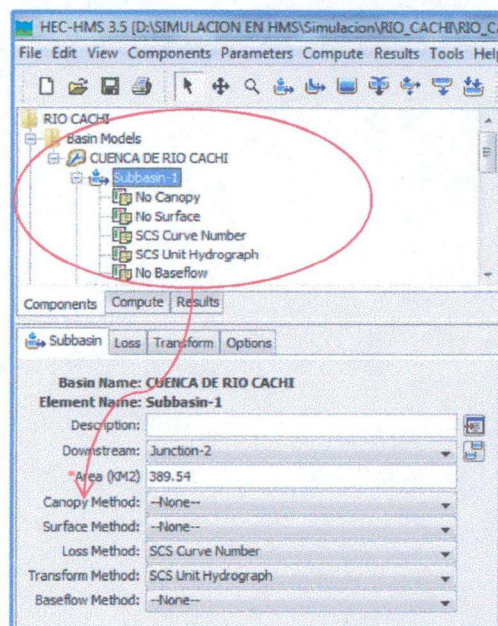
Una vez creados todos los elementos hay que conectarlos unos con otros comenzando desde aguas arriba hacia aguas abajo (este es importante).

- Seleccionar el puntero (icono de la flecha debajo de "Components") y luego hacer clic con el botón derecho del ratón sobre el elemento a conectar.
- Aparecerá una ventana, hacer clic con el botón izquierdo en "**Conect Downstream**" y a continuación elegir el elemento con el que se desea conectar.
- Nota importante: Cuando se conectan los tramos de cauce es importante el sentido del flujo. Para visualizar el sentido del flujo seleccionar **View/Flow Directions**.
- Guardar los cambios seleccionando **File/Save** o bien haciendo clic en .
- Para quitar una conexión errónea, se selecciona el elemento con la conexión errónea, hacer clic con el botón izquierdo en "**Delete Connection**".
- En cualquier momento es posible hacer un zoom seleccionando el icono de la lupa  y marcando a continuación la zona que queremos acercar.



6. ELEGIR LOS MÉTODOS DE CALCULO

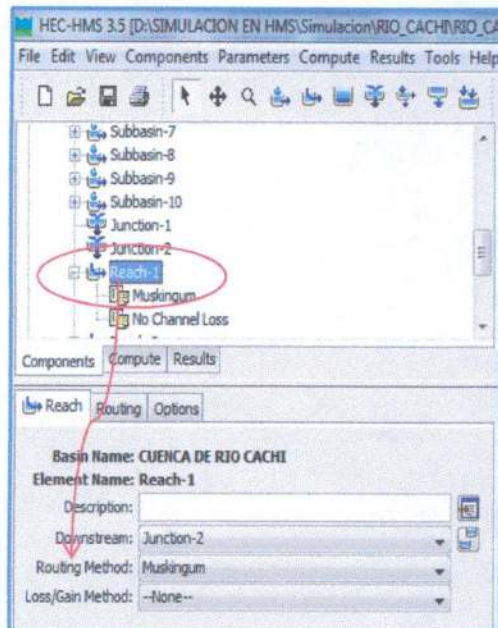
- Seleccionar cada una de las subcuencas creadas y elegir el método a utilizar



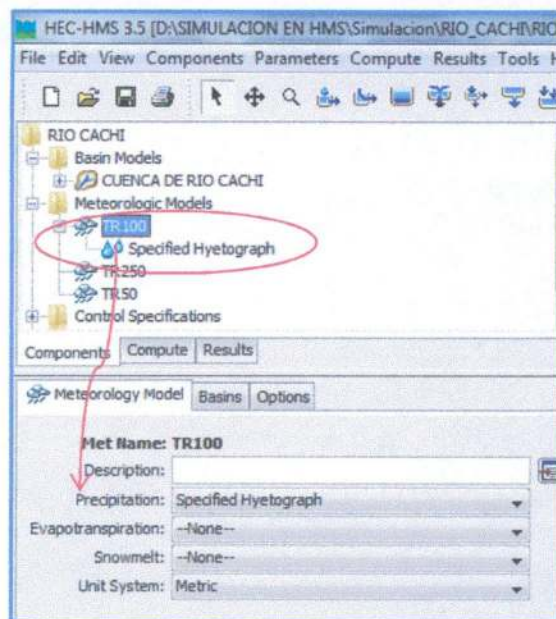
- En **"Loss"** seleccionar **"SCS Curve Number"**.
- En **"Transform"** seleccionar **"SCS Unit Hydrograph"**

Davis A.

- En **"Baseflow"** dejar **"None"**.




- En **"Routing"** seleccionar **"Muskingum"**



- En **"Precipitation"** seleccionar **"Specified Hyetograph"**.

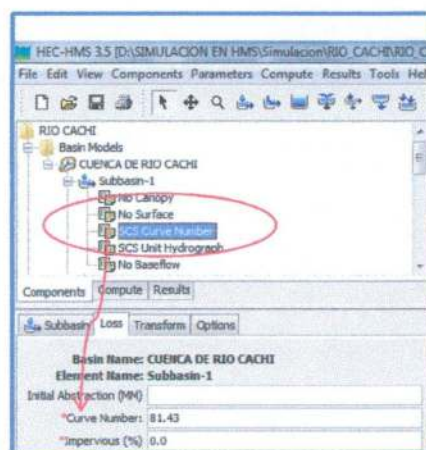
7. INTRODUCIR LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS SUBCUENCAS

a) Áreas

- Activar el icono de la cuenca  en el Explorador de Cuenca
- Seleccionar Parameters/Subbasin Area.
- Aparecerá una ventana con una tabla. Introducir las áreas de todas las subcuencas en Km². Cuidado con el signo de separación de decimales, hay que usar el mismo que el especificado en Inicio/Panel de Control/Configuración Regional. Puede usarse la opción "copiar y pegar" desde una hoja de cálculo.
- Al terminar hacer clic en "Apply" y luego cerrar.

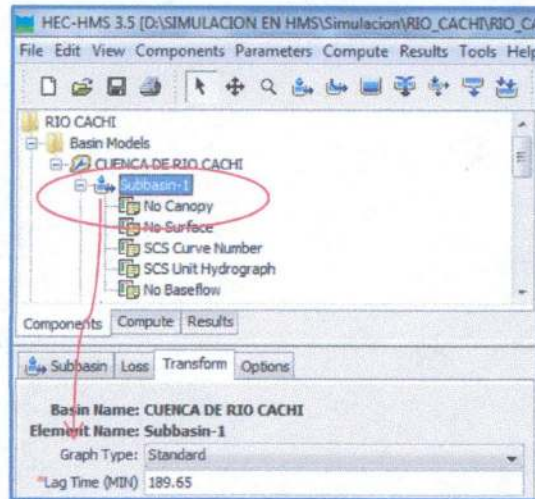
b) Parámetros de pérdidas

- Seleccionar Parameters/Loss/SCS Curve Number
- Aparecerá una table con 3 campos a rellenar por subcuenca: abstracción inicial (Initial abstraction) en mm, el número de curva (Curve Number) y el porcentaje de área impermeable (% impervious).



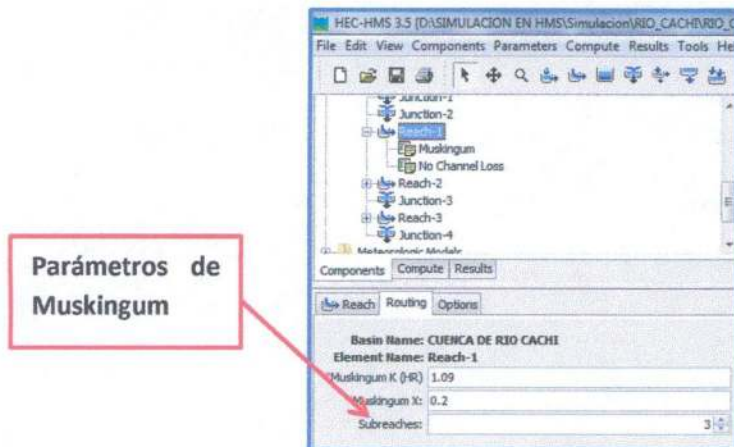
c) Parámetros para la transformación lluvia-caudal

- Seleccionar Parameters/Transform/SCS Unit Hydrograph
- En la ventana "Transform" llenar la table con los de retardo (Tlag) en minutos.



d) Parámetros para propagación de caudales en cauces

- Seleccionar Parameters/Routing/Muskingum
- En la ventana “ **Muskingum Routing** ” llenar la tabla con los parámetros K en Horas y X. En principio dejar la columna “Subreaches” en 1.



Una vez que están todos los elementos conectados y los parámetros de los elementos introducidos, ya tenemos listo nuestro modelo de cuenca.

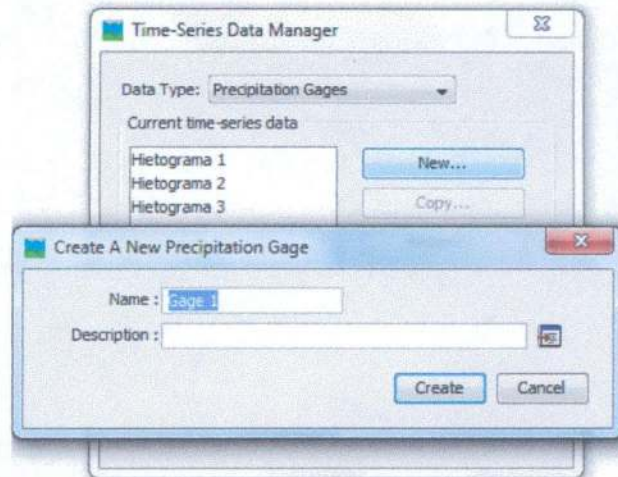
Guardar los cambios seleccionando **File/Save** o bien haciendo clic en el icono del diskete.

8. CREAR DATOS DE ENTRADA

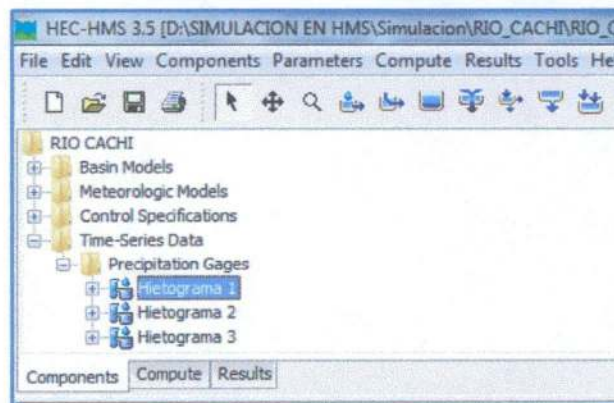
a) Crear las tormentas de Proyecto

- Seleccionar **Components/Times-Series Data Manager**

- En la ventana “Times-Series Data Manager” elegir dentro de “Data Type”, “Precipitation Gages” con la pestaña, hacer clic en “New”



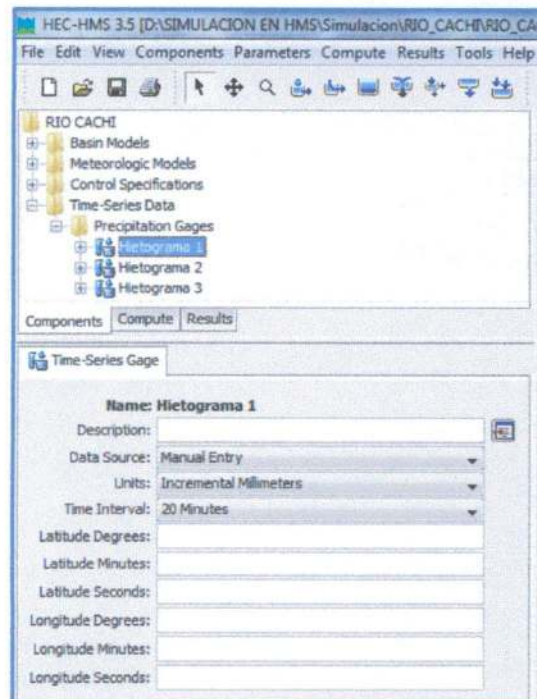
- En la ventana “Create a New Precipitation Gage” ingresar un nombre relacionado con el pluviómetro y una descripción(no obligatorio),
- Clic en créate.
- Crear tantos datos pluviómetros como deseemos introducir.
- Aparecerá una carpeta “Times-Series Data” en el Explorador de Cuenca, dentro de ella una carpeta “Precipitation Gages” y dentro de ella un icono por cada pluviómetro.



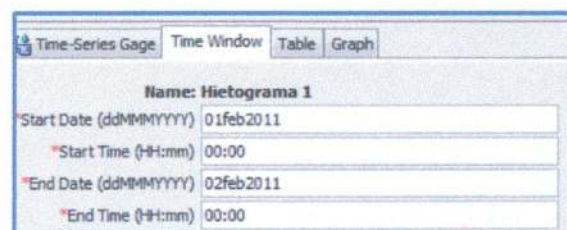
Cerrar la ventana “Times-Series Data Manager”.

Seleccionar un pluviómetro.

En el Editor de Componentes (ventana inferior izquierda) aparecerán las propiedades del pluviómetro:

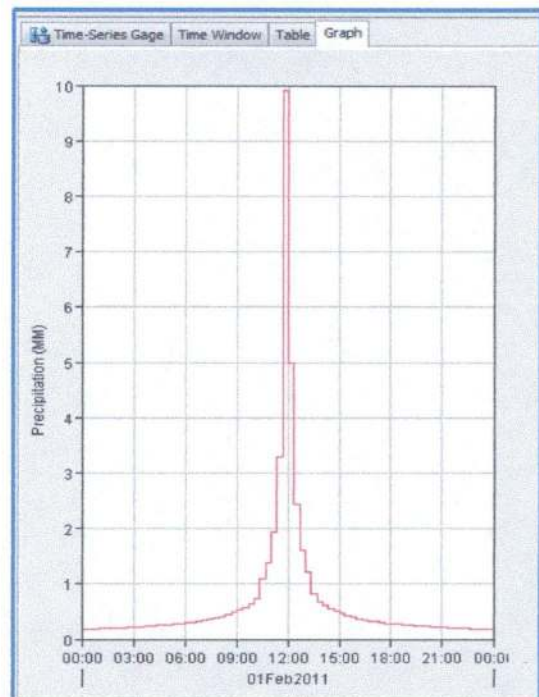


- En **"Data Source"** elegir **"Manual Entry"**.
- En **"Units"** seleccionar el modo en que se quiere introducir los datos. Generalmente se usa **"Incremental Millimeters"**.
- En **"Time interval"** elegir el intervalo de tiempo elegido para la tormenta de proyecto.
- Lo demás dejarlo en 0.
- Hacer doble clic junto al icono del pluviómetro (o uno solo en el signo "+").
- Aparecerá el icono de una tabla con unas fechas. Hacer clic en ella.
- En la ventana del Editor de Componentes aparecerán varias pestañas.



- En la pestaña **"Times Window"** ingresar las fechas y horas de comienzo y fin de la tormenta de proyecto.
- En la pestaña **"Table"** ingresar los valores de la lluvia incremental en mm. Cuidado con la separación de decimales. Si se tienen los datos en una hoja de cálculo, se pueden copiar y pegar.

Time (ddMMYYYY, HH:mm)	Precipitation (MM)
01feb2011, 00:00	
01feb2011, 00:20	0.17
01feb2011, 00:40	0.18
01feb2011, 01:00	0.18
01feb2011, 01:20	0.19
01feb2011, 01:40	0.19
01feb2011, 02:00	0.19
01feb2011, 02:20	0.20
01feb2011, 02:40	0.20
01feb2011, 03:00	0.21
01feb2011, 03:20	0.22
01feb2011, 03:40	0.22
01feb2011, 04:00	0.23
01feb2011, 04:20	0.24
01feb2011, 04:40	0.25
01feb2011, 05:00	0.25
01feb2011, 05:20	0.26
01feb2011, 05:40	0.27
01feb2011, 06:00	0.28
01feb2011, 06:20	0.30
01feb2011, 06:40	0.31
01feb2011, 07:00	0.33
01feb2011, 07:20	0.34
01feb2011, 07:40	0.36
01feb2011, 08:00	0.39
01feb2011, 08:20	0.41
01feb2011, 08:40	0.44



- Una vez ingresados los datos, en la pestaña **"Graph"** aparecerá la gráfica de la tormenta de proyecto.
- Hacer lo mismo para las demás tormentas de proyecto.

9. CREAR EL MODELO METEOROLÓGICO

- Seleccionar Components/Meteorologic Model Manager
- En la ventana **"Meteorologic Model Manager"** clic en **"New"**



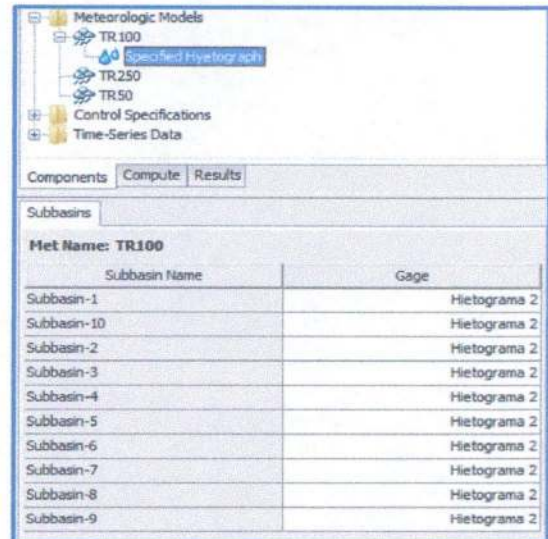
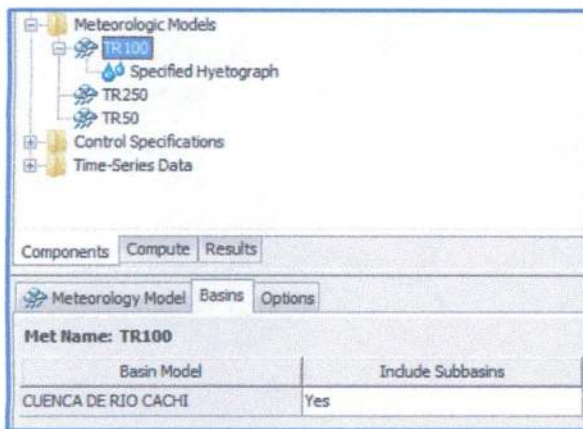
- En la ventana **“Create a New Meteorologic Model”** ingresar un nombre de modelo meteorológico y una descripción (no obligatorio), clic en Create.
- Se pueden crear tantos modelos meteorológicos como casos se quieran estudiar (por ej. Uno para cada periodo de retorno)
- Cerrar la ventana

Aparecerá una carpeta **“Meteorologic Models”** en el Explorador de la cuenca y dentro de ella tantos iconos con los nombres de los modelos meteorológicos que hayamos creado. Elegir uno. En la ventana del editor de componentes aparecerán las propiedades del modelo meteorológico y varias pestañas.



- En la pestaña **“Meteorology Model”**, en **“Precipitation”** elegir **“Gage Weights”** y en **“Unit System”** elegir **“Metric”**

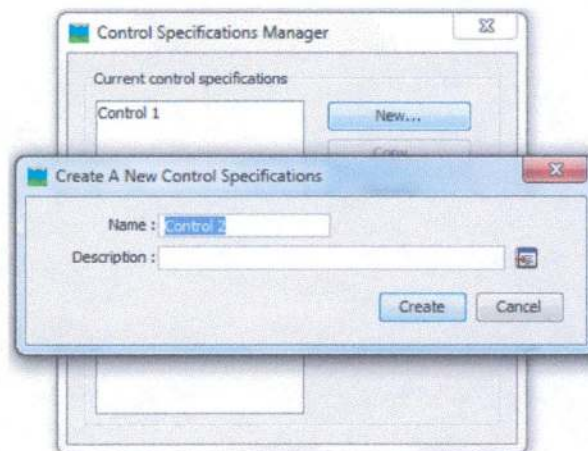
- En la pestaña “Basins”, en “Include Subbasins” elegir “Yes”.
- La pestaña “Options” queda como viene por defecto.



- En la pestaña “Gages Selections” especificamos los pluviómetros que participan y lo que no.
- Hacer lo mismo con cada subcuenca.

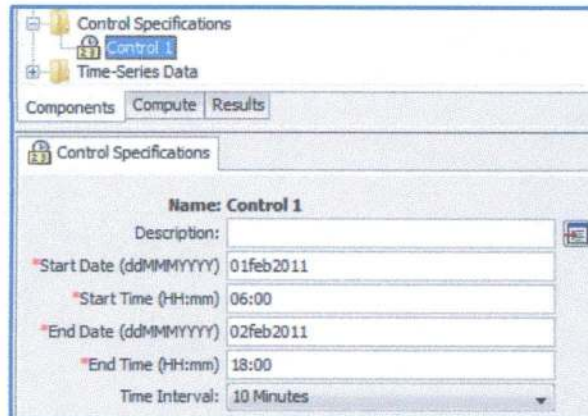
10. DEFINIR LAS ESPECIFICACIONES DE CONTROL

- Seleccionar Components/Control Specifications Manager
- En la ventana “Control Specifications Manager” clic en “New”



- En la ventana “Create a New Control Specifications” ingresar un nombre de especificaciones de control y una descripción (no obligatorio), Clic en Create.

- En principio no hace falta crear mas, pero podríamos tener varias especificaciones distintas si lo deseamos.
- Cerrar ventana.
- Aparecerá una carpeta “**Control Specifications**” en el Explorador de Cuenca y un icono dentro de ella. Hacer clic en él.

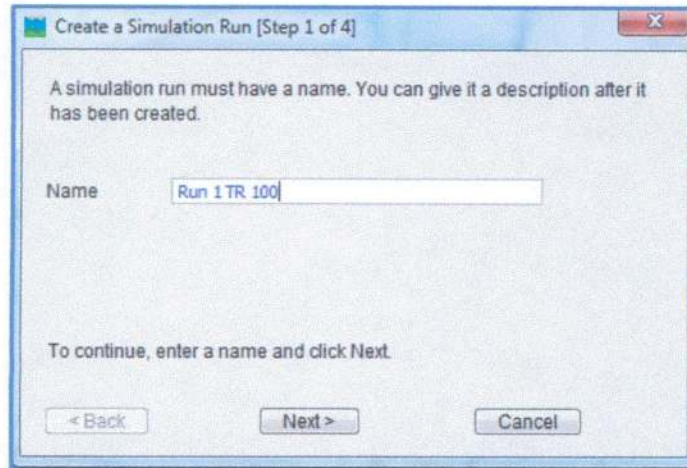


- En el Editor de Componentes aparecerán las propiedades. Ingresar las fechas y horas de comienzo y fin del estudio (el estudio debe durar hasta varias horas después de haber cesado de llover).
- Elegir un intervalo de tiempo puede ser diferente al elegido para la tormenta de proyecto, es el intervalo con el que se realizaran las simulaciones.

11. CREAR, SELECCIONAR Y EJECUTAR UNA SIMULACION

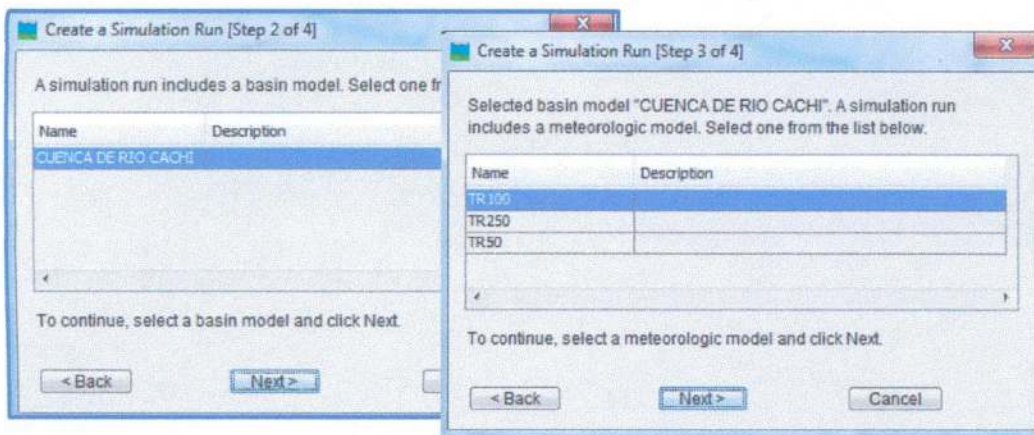
a) Crear

- Seleccionar Compute/Create Simulation Run
- En la ventana “**Create a Simulation Run**” ingresar un nombre de simulación.
- Clic en “**Next**”

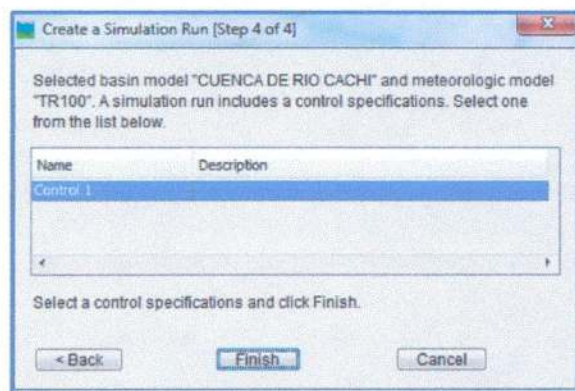


b) Seleccionar

- Elegir un modelo de cuenca de los que aparecen listados, clic en **“Next”**.



- Elegir un modelo meteorológico de los que aparecen listados, clic en **“Next”**.



- Elegir una especificación de control de las que aparecen listados, clic en **“Finish”**
- c) Ejecutar**
- Seleccionar Compute/Select Run y seleccionar una de las simulaciones que aparecen
 - Seleccionar Compute/Compute Run (Nombre de la simulación).
 - Cerrar la ventana con **“Close”**.
- d) Mensajes**

```
NOTE 20364: Found no parameter problems in meteorologic model "TR100".
WARNING 20657: Hyetograph gage "Hietograma 2" for subbasin "Subbasin-1" contains 108 missing precipitation values that were set to zero.
WARNING 20657: Hyetograph gage "Hietograma 2" for subbasin "Subbasin-2" contains 108 missing precipitation values that were set to zero.
WARNING 20657: Hyetograph gage "Hietograma 2" for subbasin "Subbasin-3" contains 108 missing precipitation values that were set to zero.
WARNING 20657: Hyetograph gage "Hietograma 2" for subbasin "Subbasin-4" contains 108 missing precipitation values that were set to zero.
WARNING 20657: Hyetograph gage "Hietograma 2" for subbasin "Subbasin-5" contains 108 missing precipitation values that were set to zero.
WARNING 20657: Hyetograph gage "Hietograma 2" for subbasin "Subbasin-6" contains 108 missing precipitation values that were set to zero.
WARNING 20657: Hyetograph gage "Hietograma 2" for subbasin "Subbasin-7" contains 108 missing precipitation values that were set to zero.
WARNING 20657: Hyetograph gage "Hietograma 2" for subbasin "Subbasin-8" contains 108 missing precipitation values that were set to zero.
WARNING 20657: Hyetograph gage "Hietograma 2" for subbasin "Subbasin-9" contains 108 missing precipitation values that were set to zero.
WARNING 20657: Hyetograph gage "Hietograma 2" for subbasin "Subbasin-10" contains 108 missing precipitation values that were set to zero.
NOTE 40049: Found no parameter problems in basin model "CUENCA DE RIO CACHI".
WARNING 41784: Simulation time interval is greater than 0.29 m lag for subbasin "Subbasin-5"; reduce simulation time interval.
WARNING 41784: Simulation time interval is greater than 0.29 m lag for subbasin "Subbasin-6"; reduce simulation time interval.
WARNING 41784: Simulation time interval is greater than 0.29 m lag for subbasin "Subbasin-7"; reduce simulation time interval.
WARNING 41784: Simulation time interval is greater than 0.29 m lag for subbasin "Subbasin-8"; reduce simulation time interval.
WARNING 41784: Simulation time interval is greater than 0.29 m lag for subbasin "Subbasin-9"; reduce simulation time interval.
WARNING 41784: Simulation time interval is greater than 0.29 m lag for subbasin "Subbasin-10"; reduce simulation time interval.
WARNING 41169: Muskingum routing is unstable with the given parameters for reach "Reach-2"..
WARNING 41660: 1 negative inflows to reach "Reach-3" set to zero.
Equivalent volume (cu m): -0
NOTE 10185: Finished computing simulation run "Run2 TR100" at time 16dic2013, 10:20:16.
```

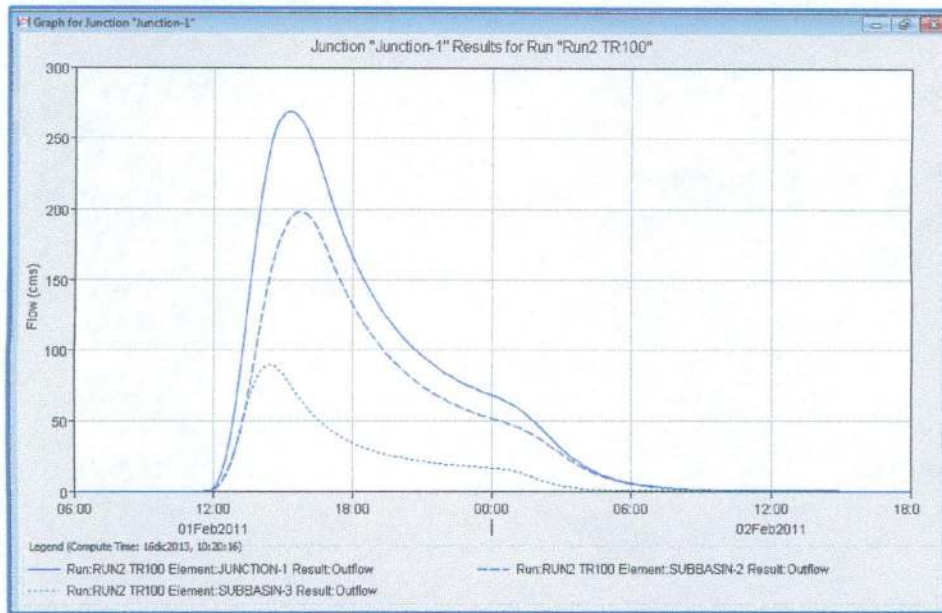
Significa que ha encontrado ceros en los datos de pluviógrafos.

Reducir el intervalo de tiempo de simulación.

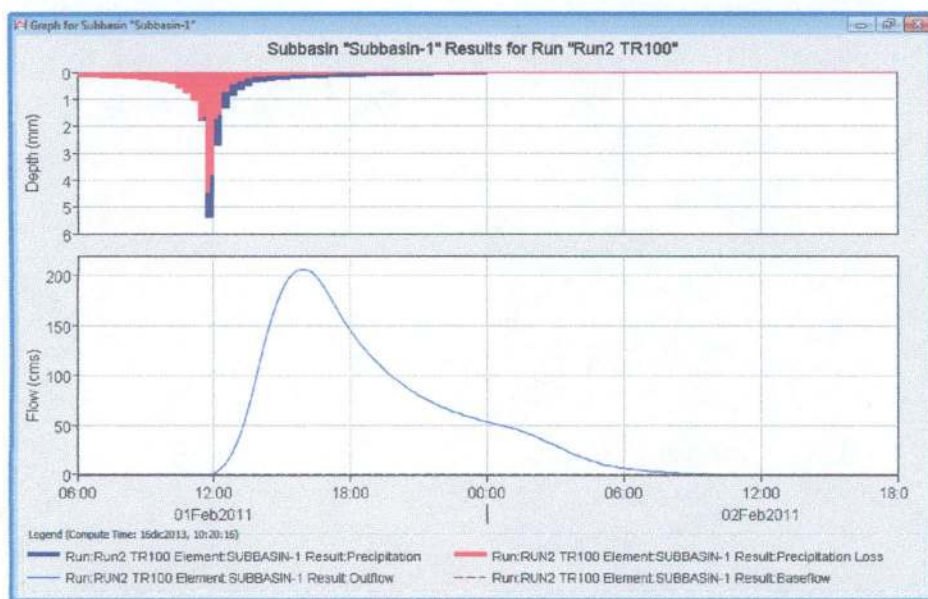
12. VER LOS RESULTADOS

Haciendo clic con el botón derecho en cualquiera de los elementos y eligiendo **“View Results”** podemos visualizar los hidrogramas obtenidos en cada elemento. Hay 3 opciones:

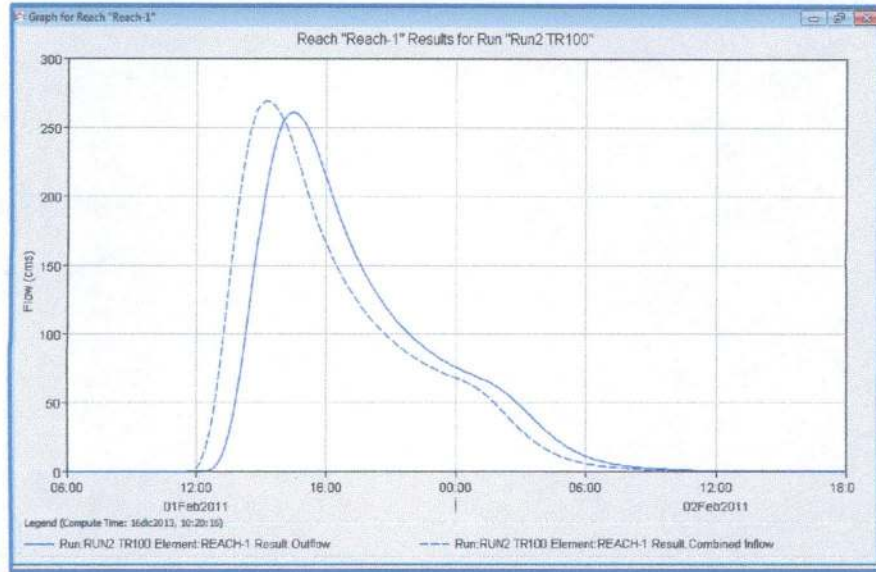
- **“Graph”**: muestra los hidrogramas en una gráfica. Por ejemplo, en una unión, la gráfica tiene este aspecto:



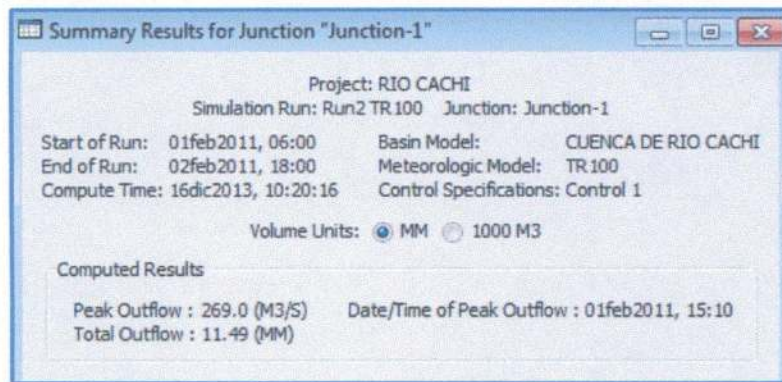
Pero en una subcuenca tiene este otro:



Y en un tramo este otro:



- **"Summary Table"**: muestra un resumen de la simulación ejecutada.



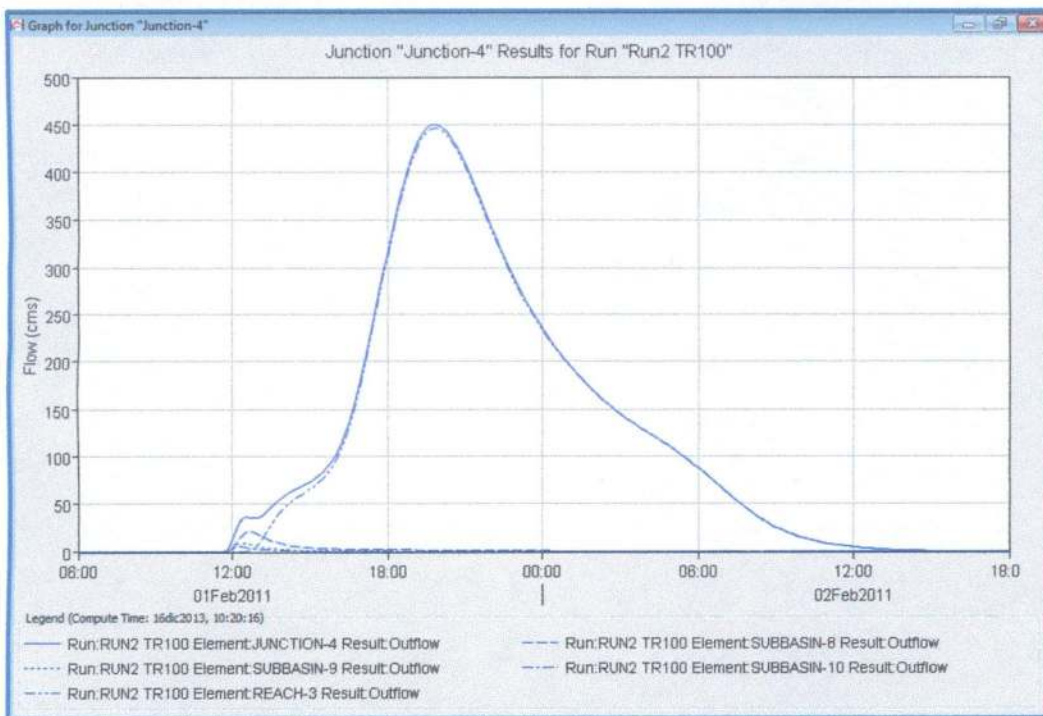
- **"Times-Series Table"**: muestra una tabla con los hidrogramas relacionados con el elemento.

Time-Series Results for Junction "Junction-4"

Project: RIO CACHI
Simulation Run: Run2 TR100 Junction: Junction-4

Start of Run: 01feb2011, 06:00 Basin Model: CUENCA DE RIO CACHI
End of Run: 02feb2011, 18:00 Meteorologic Model: TR100
Compute Time: 16dic2013, 10:20:16 Control Specifications: Control 1

Date	Time	Inflow from... (M3/S)	Inflow from... (M3/S)	Inflow from... (M3/S)	Inflow from... (M3/S)	Outflow (M3/S)
01feb2011	12:30	20.7	9.8	5.5	0.4	36.5
01feb2011	12:40	21.8	8.3	4.4	1.5	36.1
01feb2011	12:50	20.5	7.0	3.7	4.1	35.3
01feb2011	13:00	18.3	5.9	3.1	8.6	35.9
01feb2011	13:10	15.9	5.1	2.7	14.7	38.4
01feb2011	13:20	13.9	4.4	2.4	21.8	42.4
01feb2011	13:30	12.1	3.9	2.1	29.0	47.0
01feb2011	13:40	10.6	3.5	1.8	35.6	51.5
01feb2011	13:50	9.3	3.1	1.6	41.4	55.3
01feb2011	14:00	8.1	2.7	1.4	46.2	58.4
01feb2011	14:10	7.1	2.4	1.3	50.2	61.0
01feb2011	14:20	6.4	2.2	1.2	53.6	63.5
01feb2011	14:30	5.7	2.1	1.2	56.7	65.7
01feb2011	14:40	5.2	2.0	1.1	59.7	68.0
01feb2011	14:50	4.9	1.9	1.1	62.5	70.4
01feb2011	15:00	4.5	1.8	1.0	65.5	72.9
01feb2011	15:10	4.3	1.8	1.0	68.8	75.8
01feb2011	15:20	4.1	1.7	1.0	72.4	79.2
01feb2011	15:30	3.9	1.7	0.9	76.7	83.2
01feb2011	15:40	3.8	1.6	0.9	81.8	88.1
01feb2011	15:50	3.6	1.6	0.9	88.0	94.0
01feb2011	16:00	3.5	1.5	0.8	95.5	101.4
01feb2011	16:10	3.4	1.5	0.8	104.7	110.4
01feb2011	16:20	3.3	1.4	0.8	115.7	121.2
01feb2011	16:30	3.2	1.4	0.8	128.6	134.0
01feb2011	16:40	3.1	1.4	0.8	143.5	148.7
01feb2011	16:50	3.0	1.3	0.7	160.4	165.5



Los datos pueden copiarse para ser editados en cualquier hoja de cálculo o software de gráficos.

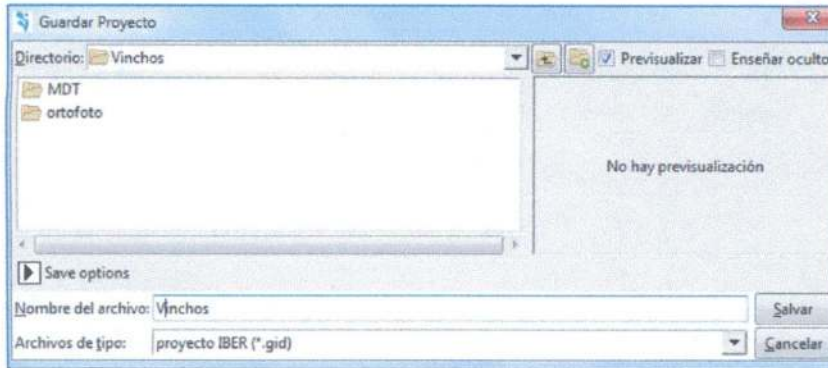
Davis A.

ANEXO N° 10: MANUAL DE MODELO IBER 1.9

MANUAL DEL MODELO IBER1.9

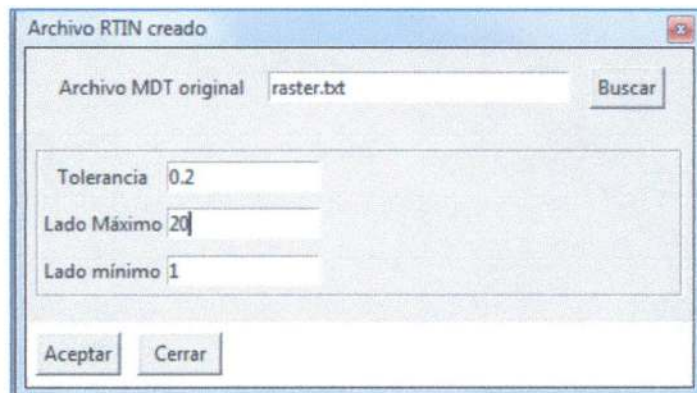
a) Pre-proceso

Guardamos el proyecto con nombre de Vinchos 

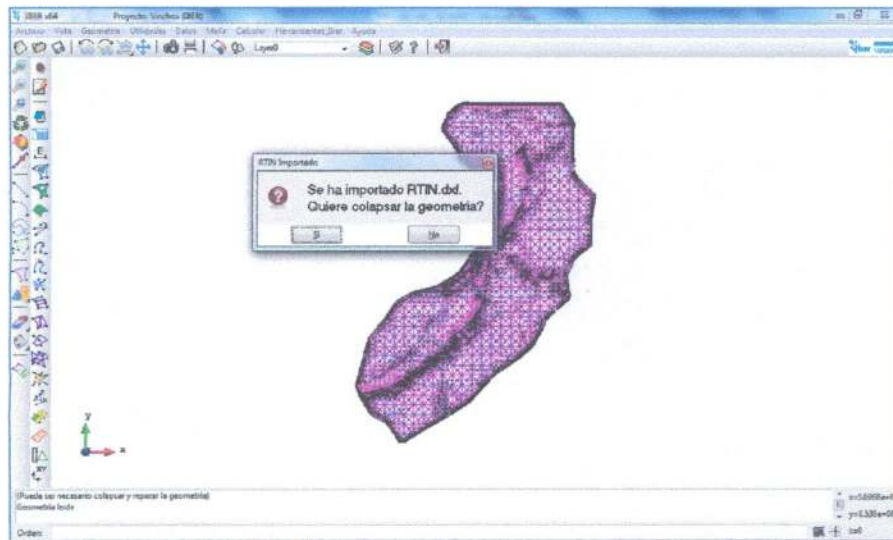


b) Crear una RTIN a partir del archivo ASCII del MDT

Con el submenú **Herramientas-Iber>RTIN>Crear RTIN** se selecciona el archivo ASCII del MDT, y se crea un archivo "rtin.dxf" dentro de la carpeta del proyecto IBER. Al crearlo se debe indicar la longitud mínima y máxima de lado de los triángulos que se formaran, así como una tolerancia (máxima distancia en vertical entre el MDT y la geometría creada) que debe ser del orden de la precisión altimétrica del MDT.



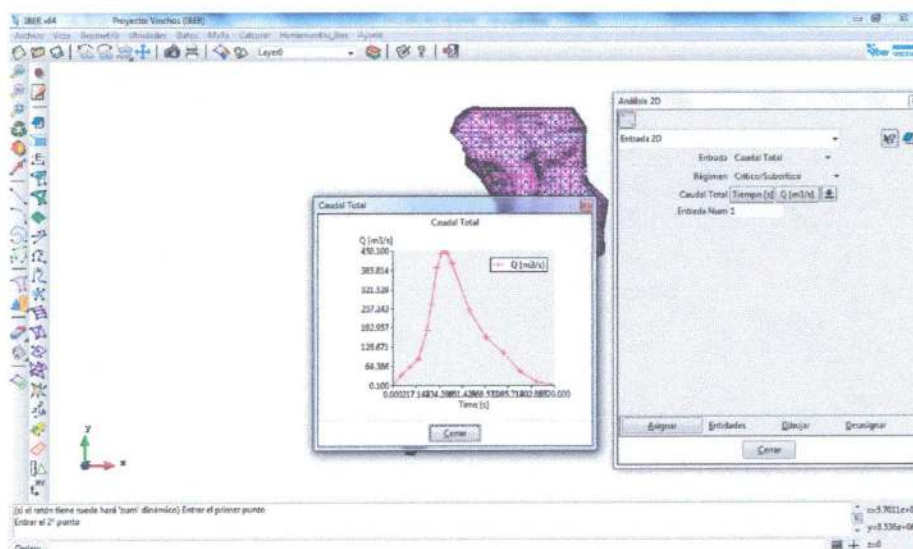
Una vez que se crea el RTIN se importa automáticamente. Luego colapsamos la geometría con la finalidad de eliminar la duplicidad de líneas en los lados anexos entre superficies.



- c) **Condiciones hidrodinámicas**
- **Condiciones de contorno de entrada**

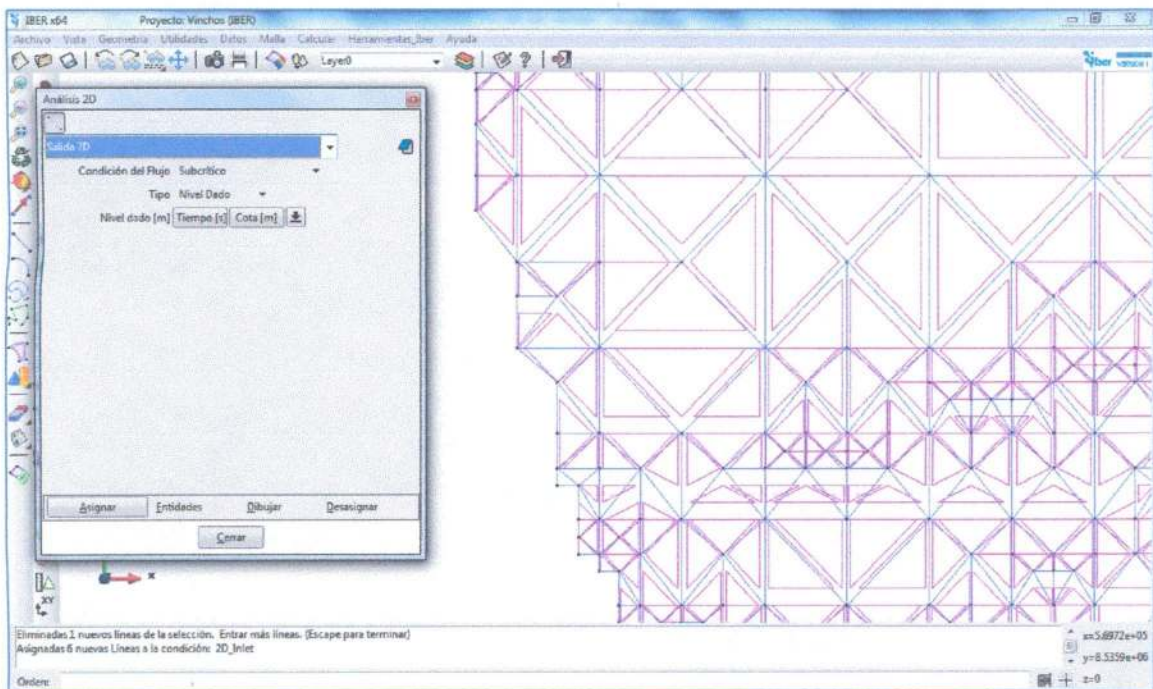
Asignamos la condición de entrada para lo cual se hizo una copia de valores del hidrograma de entrada generado con HMS para un periodo de retorno de 50, 100 y 250 años, desde un archivo de Excel. Para esto seleccionamos en la opción **Datos > Hidrodinámicas > Condiciones de contorno**, y luego en la opción de régimen **Crítico/Subcrítico**.

Finalmente con la opción **Asignar** seleccionamos la zona de entrada del río, y posteriormente en la opción **terminar**.



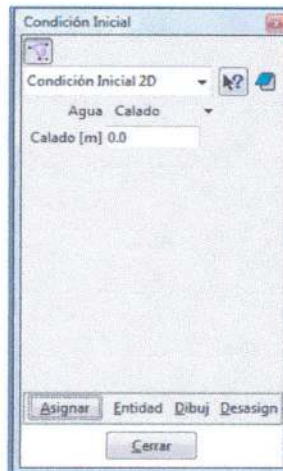
- **Condiciones de contorno de salida**

En este caso sólo se deben especificar parámetros adicionales si el régimen es subcrítico, en cuyo caso es posible utilizar una condición tipo vertedero, una condición de nivel dado (cota o calado) o una curva de gasto. En caso de régimen supercrítico o crítico no es necesario asignar parámetros adicionales. En este caso seleccionamos la condición de flujo **Subcrítico** y el tipo **Nivel Dado**, luego con la opción **Asignar** seleccionamos la zona de salida del río y finalmente clic en la opción **terminar**.



- **Condiciones iniciales**

Se deben asignar a todo el dominio. Se pueden escoger entre asignar un calado, o una cota de agua. En este caso consideramos todo seco, para lo cual el calado cero.



- **Asignación de rugosidad según usos del suelo**

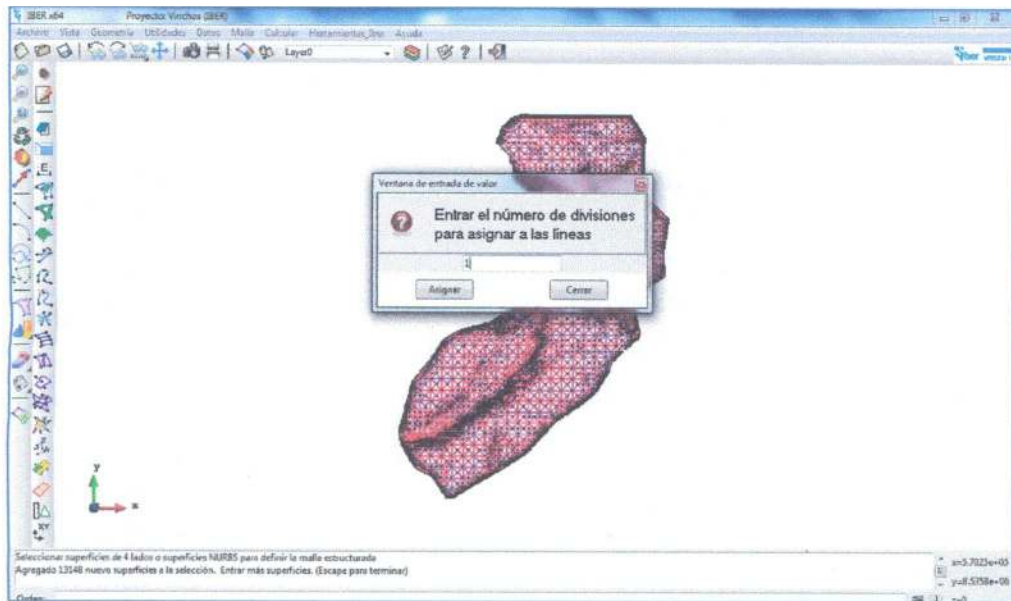
Con el menú **Rugosidad > Usos del suelo** se abre la posibilidad de escoger un uso del suelo y asignarlo a las superficies que forman la geometría (o en su caso a los elementos de la malla). En este caso seleccionamos en el uso del suelo **rio** y cambiamos el coeficiente de rugosidad a **0.052**. y con la opción **Asigna > superficie** seleccionamos toda la geometría, finalmente **terminar**.



a) **Mallado**

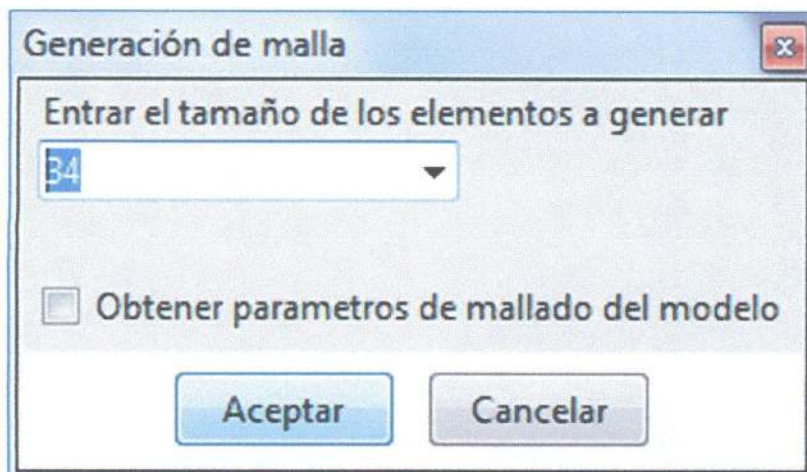
La malla de cálculo es un elemento fundamental para conseguir buenos resultados. Iber dispone de multitud de maneras de obtener una buena malla de cálculo, y en función de las características del problema un tipo de malla será mejor que otro.

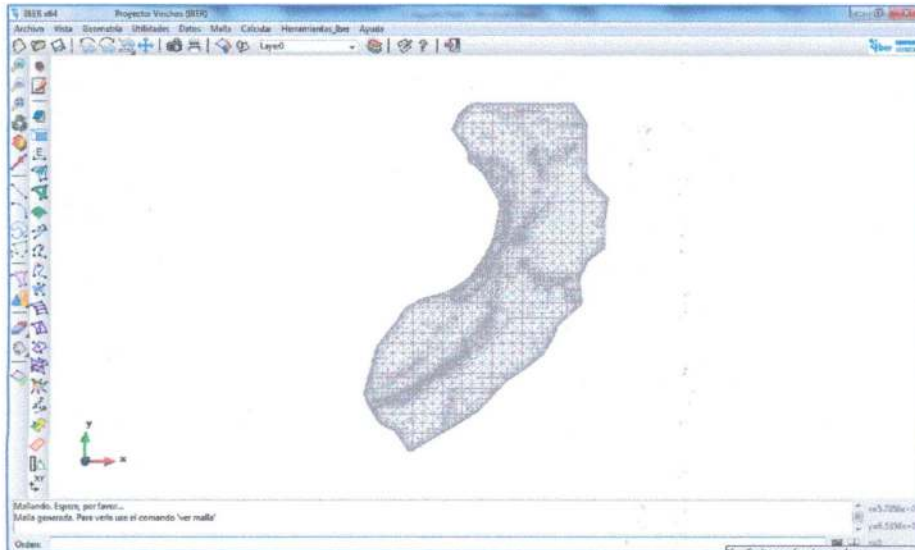
Con la opción **Malla > Estructura > Superficie > Asignar número de divisiones** creamos la malla, con el criterio de formar un elemento en cada superficie.



Ahora pasamos a uno de los pasos más importantes de la simulación hidráulica es la generación de mallas, porque a partir de ellas se realiza el cálculo numérico. Por lo tanto la calidad de los resultados y el tiempo de cálculo depende de la malla que se trabaja.

Con la opción **Malla>Generar malla** y luego clic en **aceptar**.

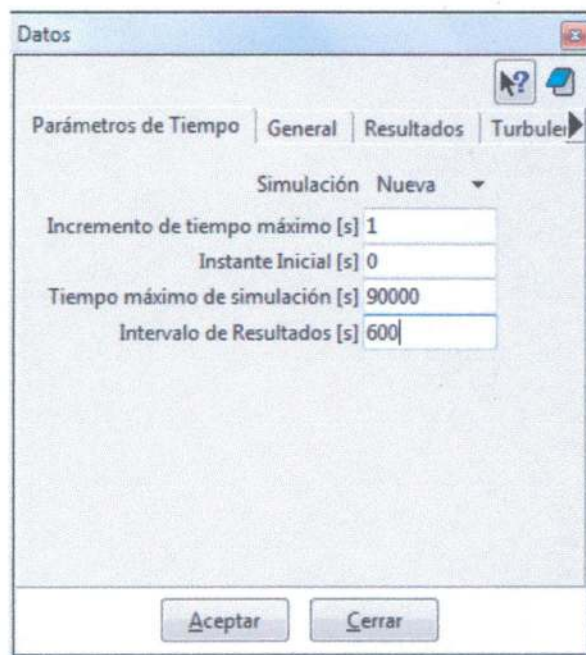




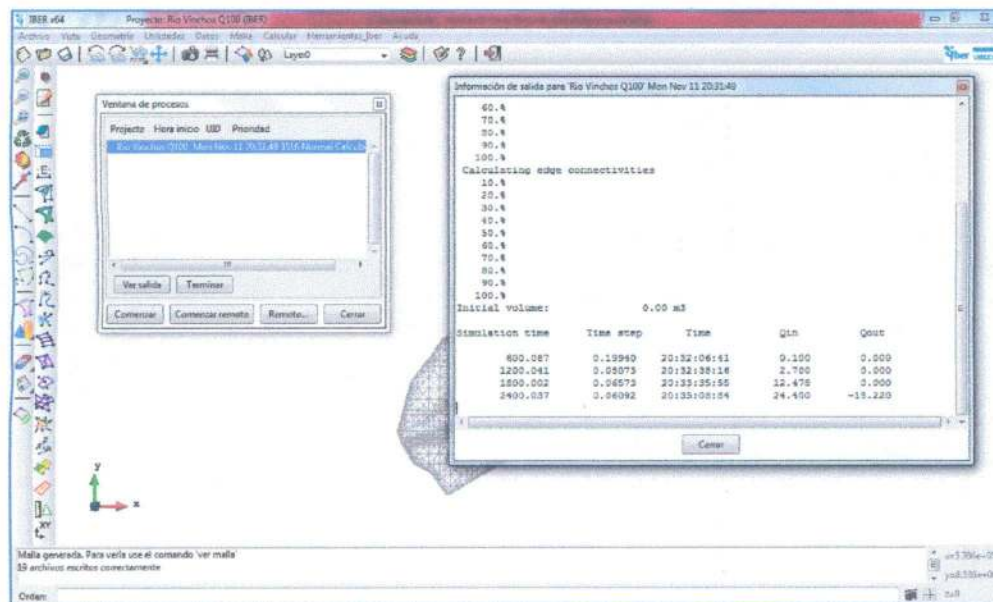
b) Cálculo

- Ejecución de un cálculo

Para lanzar un cálculo, en primer lugar se deben fijar los parámetros de cálculo, o datos del problema, mediante las distintas pestañas del menú **Datos>Datos del problema**. Estos parámetros deben quedar de la siguiente manera.



El cálculo se lanza con el menú calcular. A través de dicho menú es posible lanzar directamente el cálculo (**Calcular>Calcular**) o acceder a la ventana de cálculo (**Calcular >Ventana de cálculo**). Esta segunda opción permite tener un mejor control del proceso de cálculo, o acceder al archivo que muestra el estado del proceso (**Botón Ver salida**), mientras el cálculo se está ejecutando.

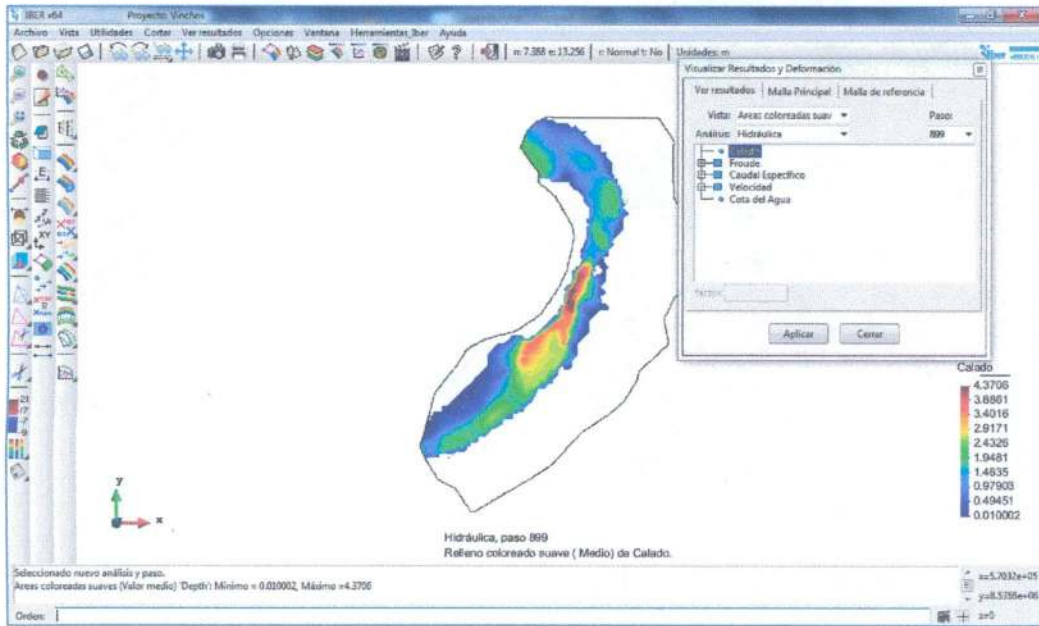


c) Post – proceso

Una vez finalizado el cálculo, o durante el mismo, se puede acceder al post-proceso para visualizar y analizar los resultados. El cambio entre las interfaces de pre-proceso y post-proceso se realiza mediante el menú **Archivo>postproceso** y **Archivo>preproceso**, o mediante los botones correspondientes de la barra de herramientas.

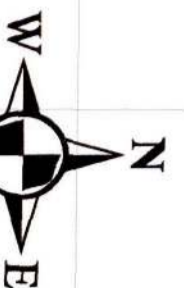
- **Visualización de resultados**

Iber dispone de multitud de opciones para visualizar y analizar los resultados, personalizar los colores, las leyendas, mostrar etiquetas de valores, etc. Una opción para visualizar resultados es mediante el menú **Ventana>Ver resultados**. La ventana que se abre permite acceder a los distintos grupos de resultado (o Análisis) que se pueden visualizar en cada instante de tiempo, como áreas coloreadas, áreas coloreadas suavizadas, o vectores.



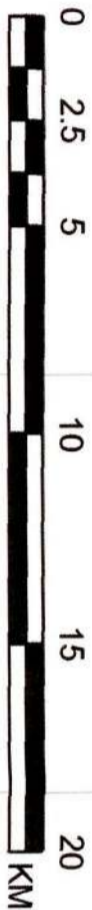
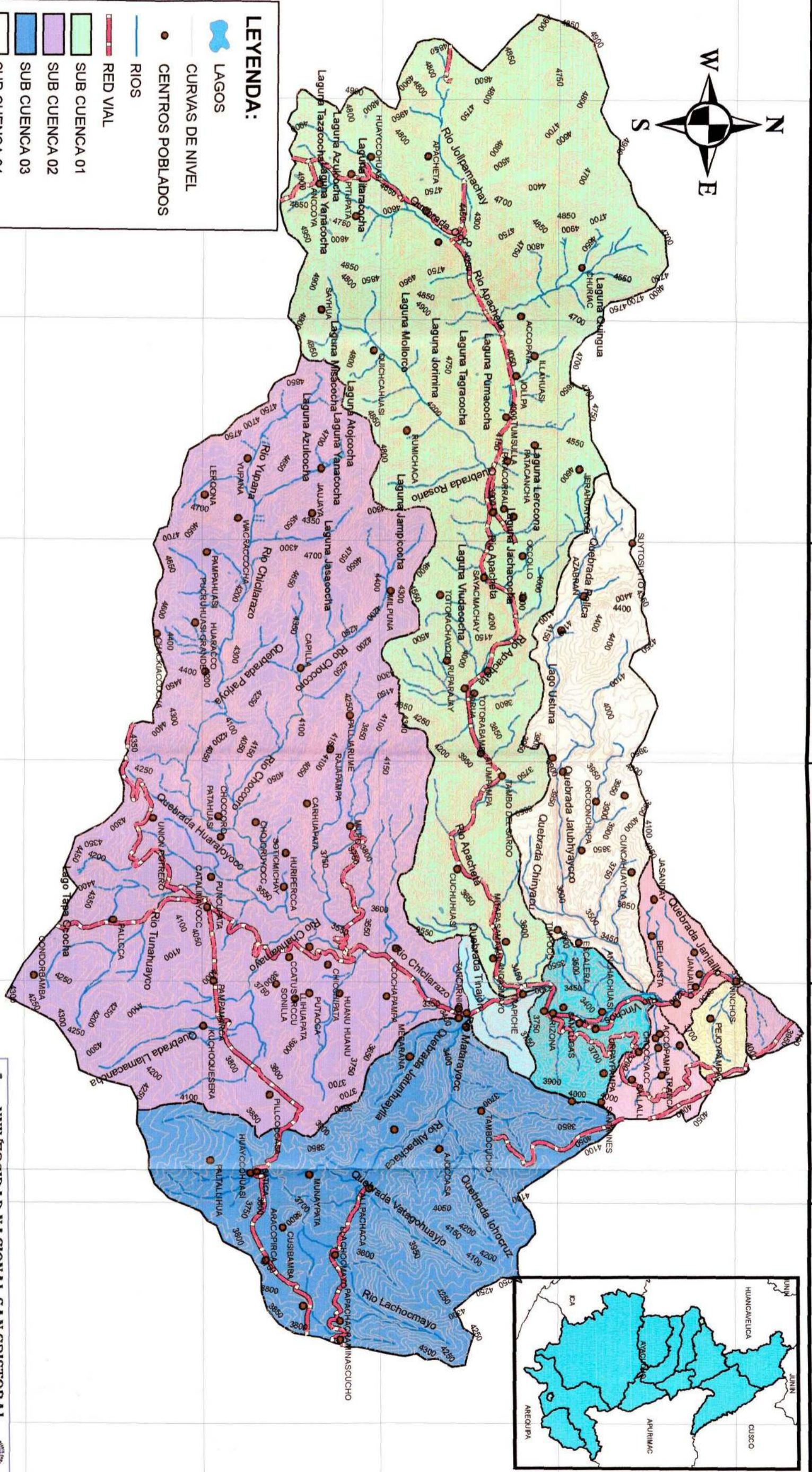
ANEXO N° 11: MAPAS

8496000 8504000 8512000 8520000 8528000 8536000



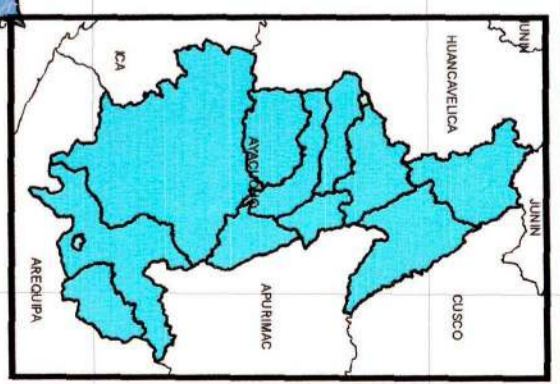
LEYENDA:

- LAGOS
- CURVAS DE NIVEL
- CENTROS POBLADOS
- RIOS
- RED VIAL
- SUB CUENCA 01
- SUB CUENCA 02
- SUB CUENCA 03
- SUB CUENCA 04
- SUB CUENCA 05
- SUB CUENCA 06
- SUB CUENCA 07
- SUB CUENCA 08
- SUB CUENCA 09
- SUB CUENCA 10

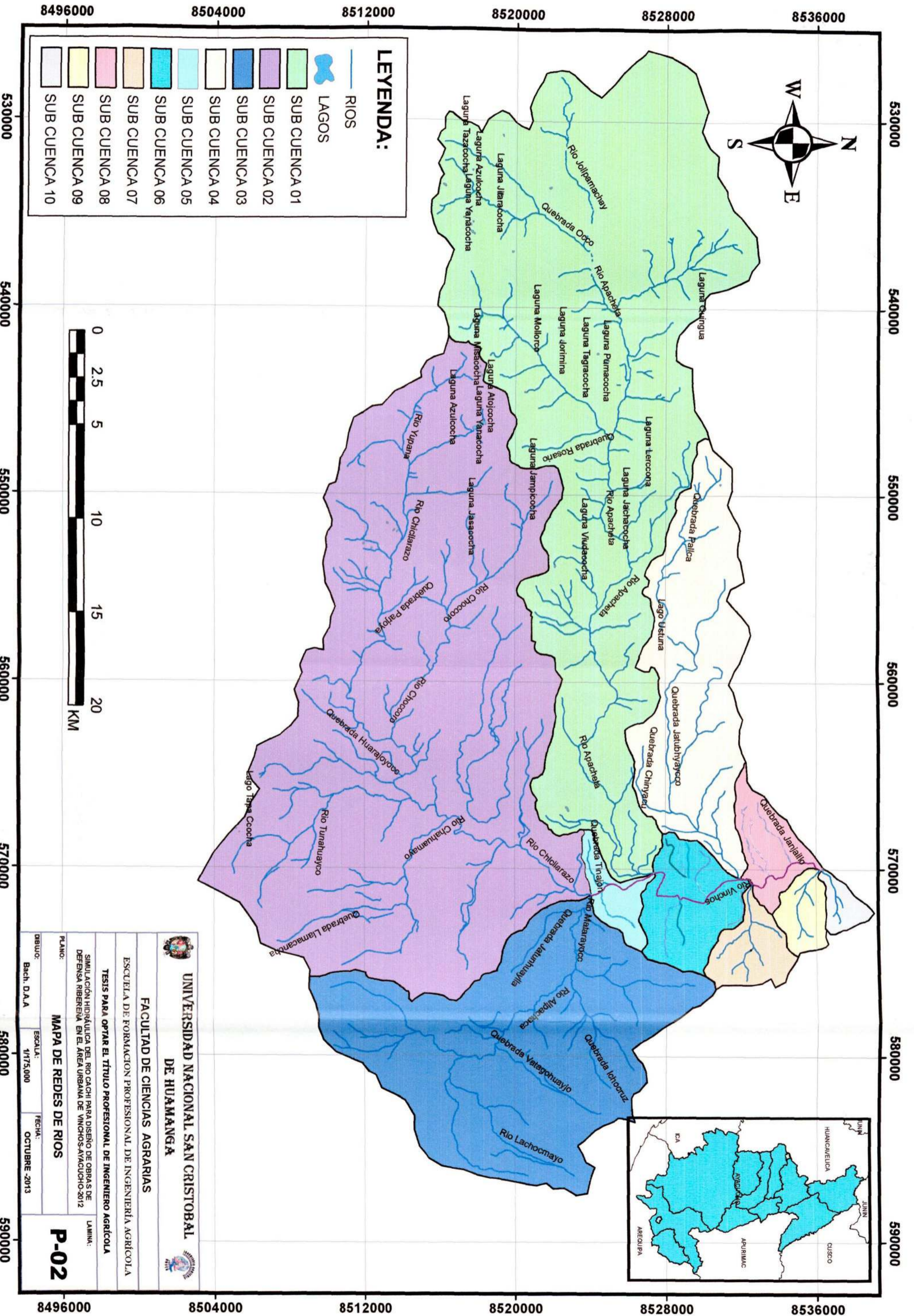


530000 540000 550000 560000 570000 580000 590000

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA	
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS	
ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA	
TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO AGRICOLA	
PLANO:	MAPA BASE DE CUENCA CACHI
DBLUO:	Bach. D.A.A
ESCALA:	1/175000
FECHA:	OCTUBRE -2013
LAMINA:	P-01

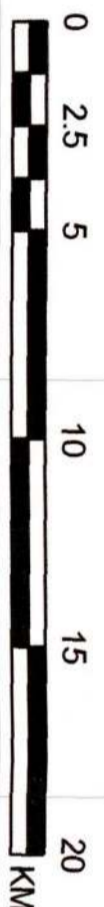


8496000 8504000 8512000 8520000 8528000 8536000



LEYENDA:

- RIOS
- LAGOS
- SUB CUENCA 01
- SUB CUENCA 02
- SUB CUENCA 03
- SUB CUENCA 04
- SUB CUENCA 05
- SUB CUENCA 06
- SUB CUENCA 07
- SUB CUENCA 08
- SUB CUENCA 09
- SUB CUENCA 10



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO AGRICOLA

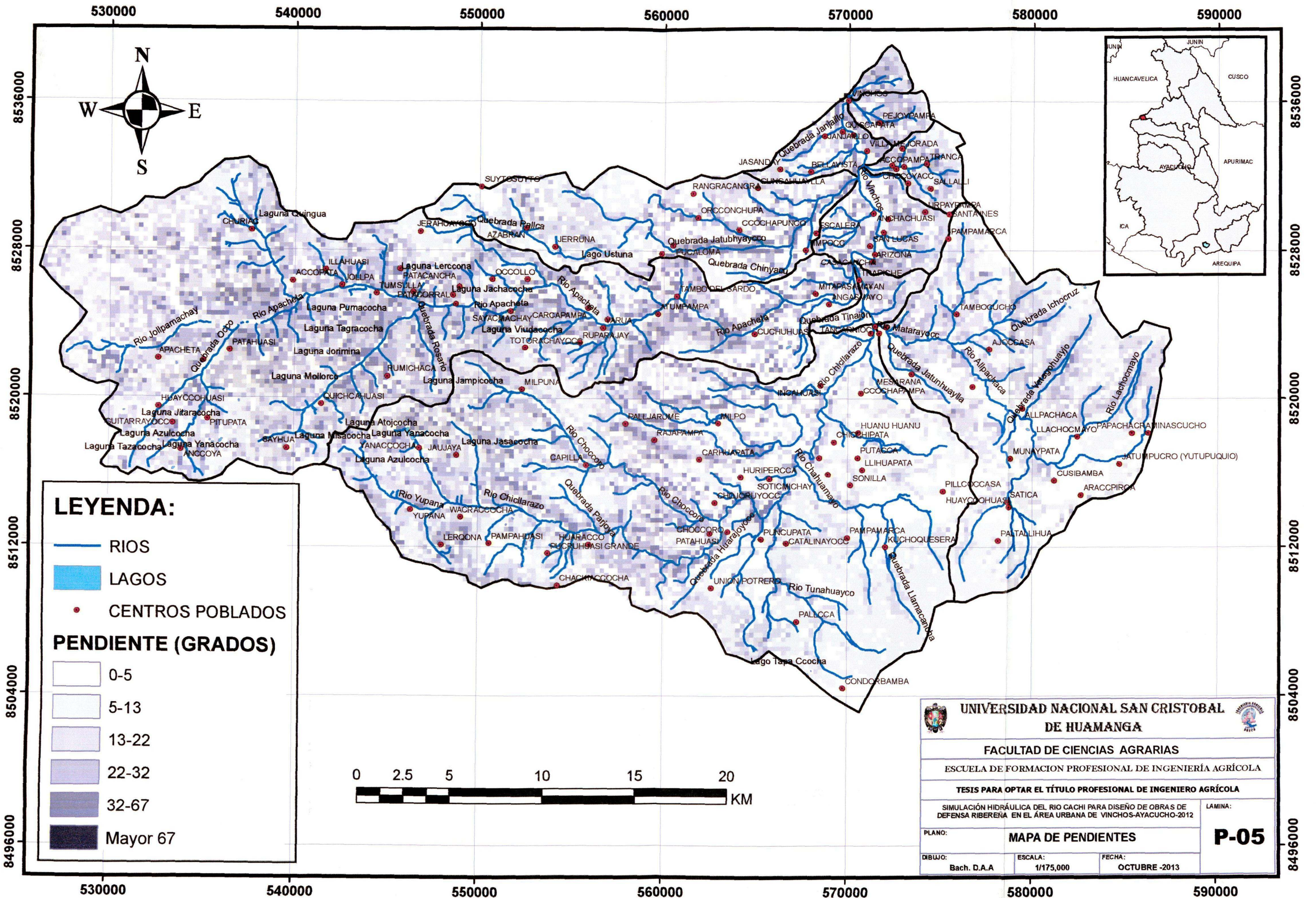
SIMULACION HIDRAULICA DEL RIO CACHI PARA DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSA RIBERENA EN EL AREA URBANA DE VINCHOS-AVACUCHO-2012

LA MINA:




PLANO: **MAPA DE REDES DE RIOS**

LABORA: **P-02**







DEBULO: Bach. D.A.A. ESCALA: 1/175,000 FECHA: OCTUBRE 2013

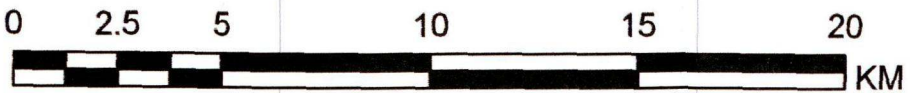


LEYENDA:

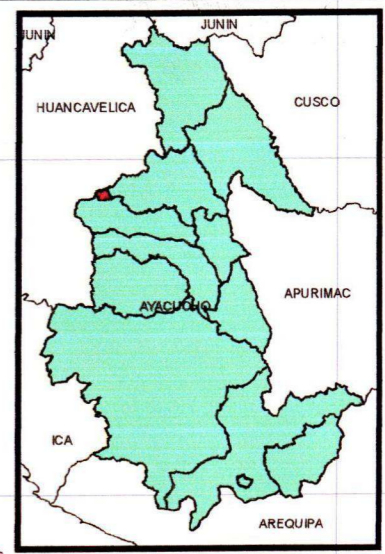
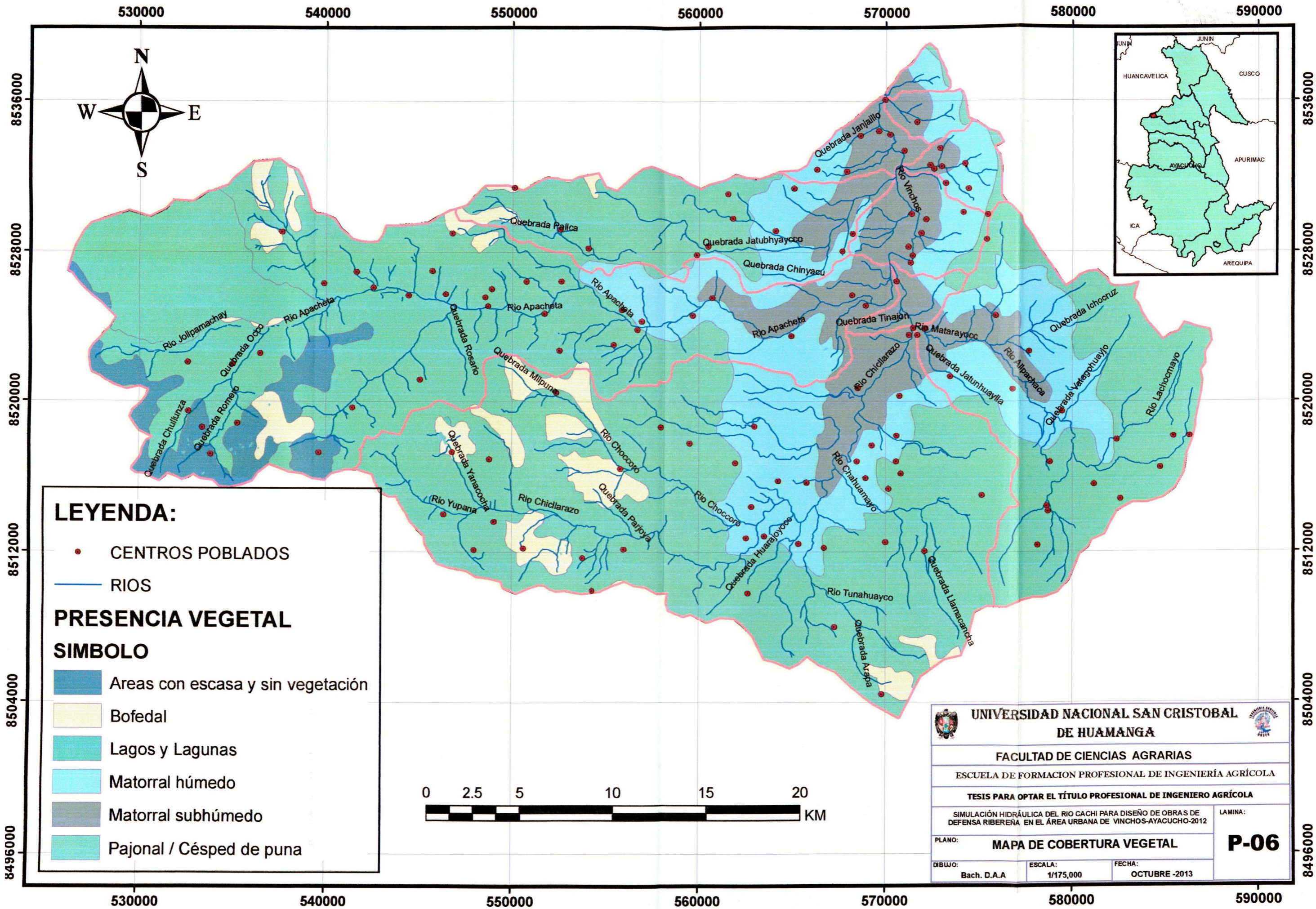
-  RIOS
-  LAGOS
-  CENTROS POBLADOS

PENDIENTE (GRADOS)

-  0-5
-  5-13
-  13-22
-  22-32
-  32-67
-  Mayor 67

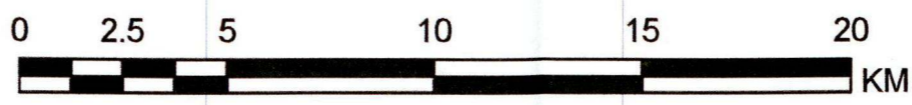


 UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA		
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA		
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO AGRICOLA		
SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RIO CACHI PARA DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSA RIBERENA EN EL ÁREA URBANA DE VINCHOS-AYACUCHO-2012		LAMINA: P-05
PLANO: MAPA DE PENDIENTES		
DIBUJO: Bach. D.A.A	ESCALA: 1/175,000	FECHA: OCTUBRE -2013

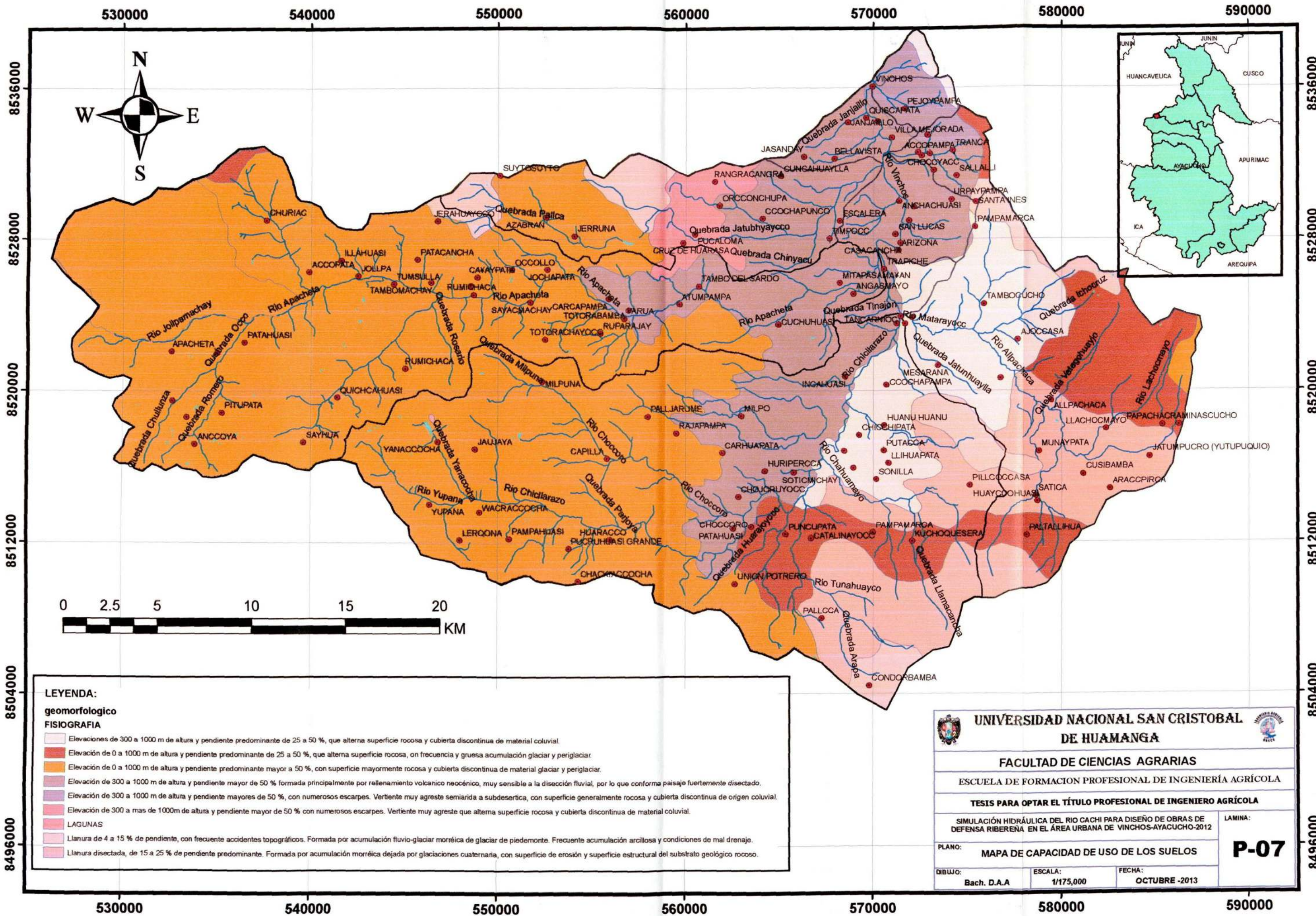


LEYENDA:

- CENTROS POBLADOS
 - RIOS
- PRESENCIA VEGETAL SIMBOLO**
- Areas con escasa y sin vegetación
 - Bofedal
 - Lagos y Lagunas
 - Matorral húmedo
 - Matorral subhúmedo
 - Pajonal / Césped de puna



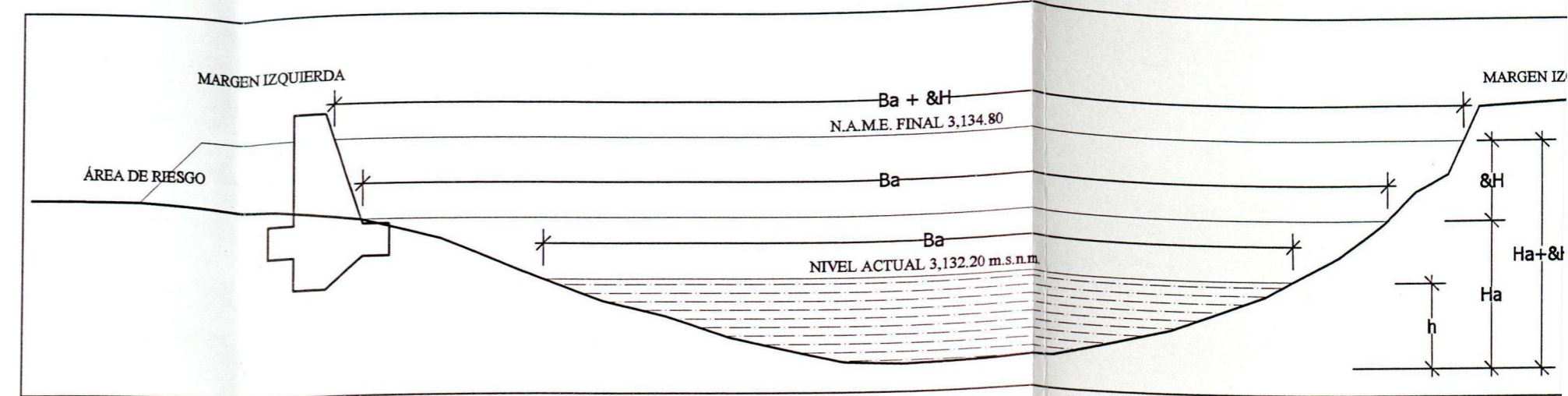
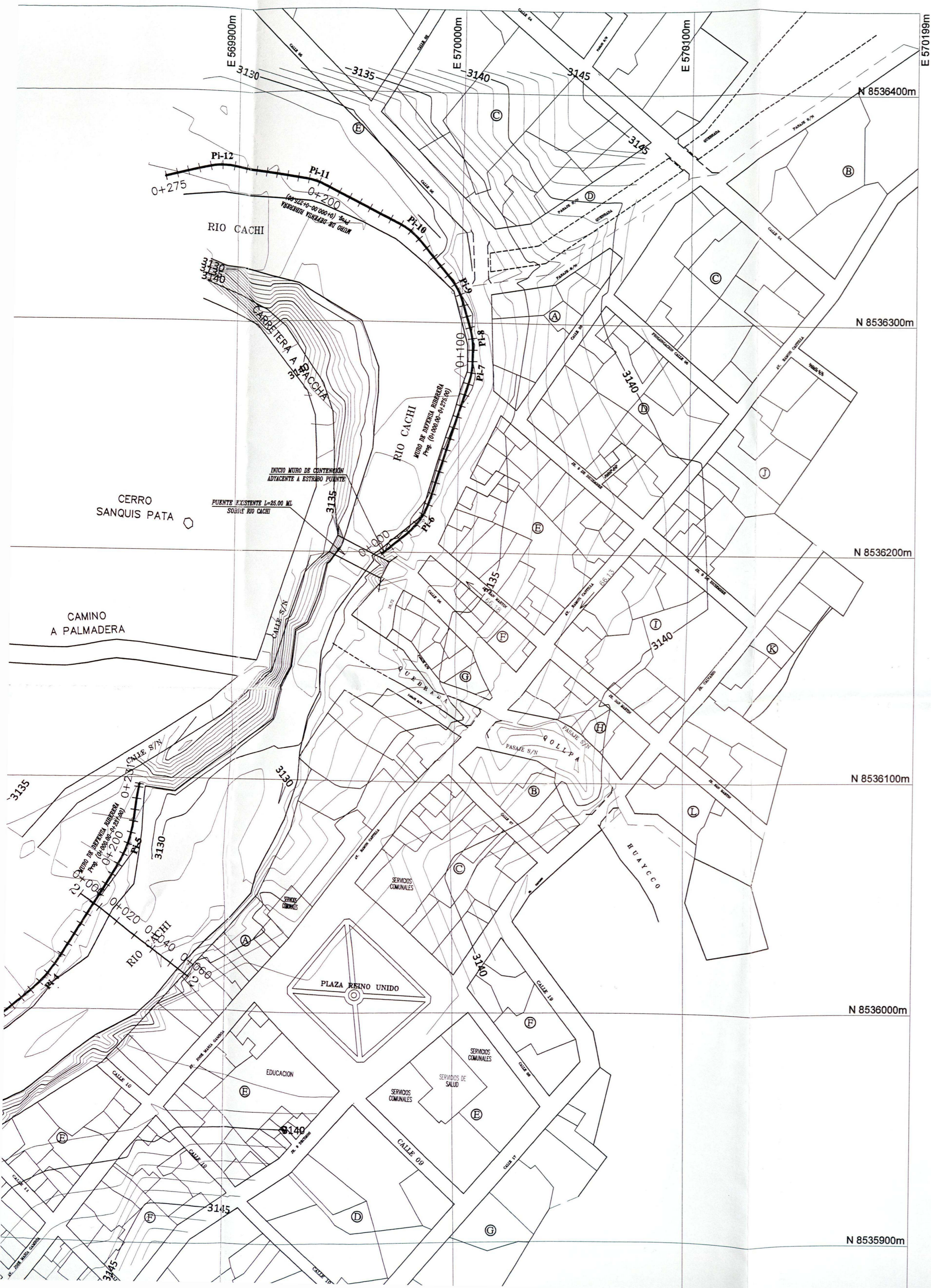
 UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA		
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA		
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO AGRICOLA		
SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RIO CACHI PARA DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSA RIBERENA EN EL ÁREA URBANA DE VINCHOS-AYACUCHO-2012		LAMINA: P-06
PLANO: MAPA DE COBERTURA VEGETAL		
DIBUJO: Bach. D.A.A	ESCALA: 1/175,000	FECHA: OCTUBRE -2013



 UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA 	
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS	
ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA	
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO AGRICOLA	
SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL RIO CACHI PARA DISEÑO DE OBRAS DE DEFENSA RIBERENA EN EL ÁREA URBANA DE VINCHOS-AYACUCHO-2012	
PLANO: MAPA DE CAPACIDAD DE USO DE LOS SUELOS	LAMINA: P-07
DIBUJO: Bach. D.A.A	ESCALA: 1/175,000
FECHA: OCTUBRE -2013	

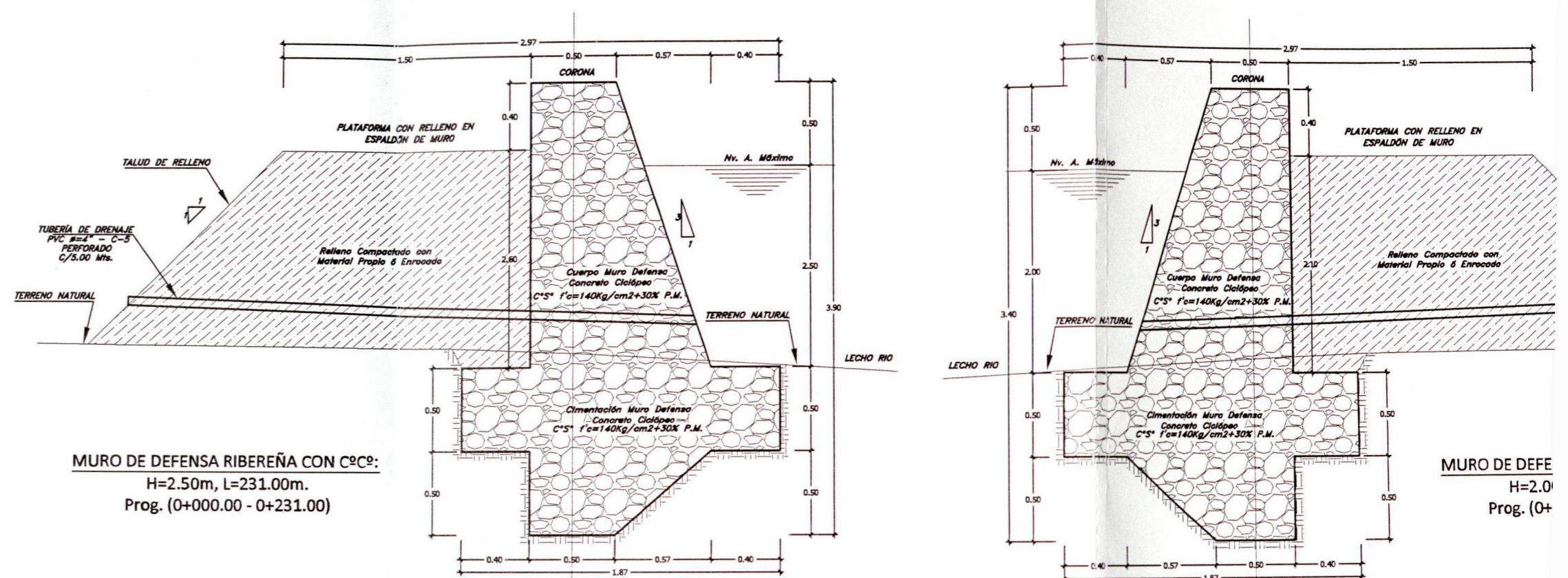
PLANO TOPOGRAFICO

Escala=1/1,250



SECCIÓN TÍPICA LECHO DE RÍO Y MURO DE DEFENSA RIBEREÑA

H=2.50m, L=231.00m.
Prog. (0+000.00 - 0+231.00)



SECCIONES DEL CAUCE PARA EL MÉTODO SECCIÓN PENDIE

