

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**CRITERIOS DE DISEÑO DE LA BOCATOMA
“EL VADO” EN EL RÍO ARMA CON FINES DE
RIEGO - PROVINCIA DE CONDESUYOS-
AREQUIPA**

**TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR:

JORGE EDUARDO OROSCO DE LA CRUZ

LIMA – PERÚ

2015

DEDICATORIA

La presente tesis está dedicada a mis padres, aunque mi padre falleció años atrás, ha sido un apoyo fundamental, desde muy pequeño me apoyo a lograr mis metas con constancia, ejemplo de valores, humildad y sobre todo amor, a mi madre por el apoyo y dedicación a lo largo de mi vida, gracias a ellos ha sido posible cumplir esta meta trazada en mi vida.

A mi tío Fernando Orosco Torres, que ha estado conmigo en buenos y malos momentos, como también es quien me apoya y me asesora en esta tesis, brindándome su apoyo incondicional para ser un mejor profesional en el día a día y tomar las mejores decisiones.

AGRADECIMIENTOS

En el presente trabajo de tesis, primeramente me gustaría agradecer a la Universidad Ricardo Palma por darme la oportunidad de estudiar y ser profesional.

A mi asesor de tesis para optar mi título, Ingeniero Ruben Mogrovejo por su visión crítica, por su rectitud en su profesión como docente, por sus consejos dados, por su paciencia y tiempo dedicado en la tesis.

De igual manera a mi profesor de Ingeniería Geológica y taller de investigación aplicada, Ingeniero Pedro Tumialán De La Cruz por su dedicación en los cursos dictados, como también en la parte de Geología de mi tesis, quien con sus conocimientos, su experiencia, su motivación y consejos ha logrado que pueda realizar mis metas de la tesis.

Son muchas personas que me gustaría agradecer en todo el tiempo de la Universidad, a varios profesores y compañeros por sus enseñanzas, amistad, consejos, ánimo y apoyos en momentos más difíciles de mi vida. Darles las gracias por todo lo que me han brindado y por todas sus bendiciones.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	1
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.....	3
1.1. GENERALIDADES.....	3
1.2. ANTECEDENTES.....	4
1.3. OBJETIVOS	6
1.4. PROBLEMÁTICA	7
1.5. UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN.....	8
CAPITULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	15
2.1. HIDROLOGÍA.....	15
2.1.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO	15
2.1.1.1. DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO	15
2.1.2. DELIMITACIÓN HIDROGRÁFICA DEL ÁREA DEL ESTUDIO	15
2.1.2.1. INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA.....	15
2.1.2.2. PROCEDIMIENTO DE DELIMITACIÓN	16
2.1.3. CARACTERIZACIÓN FISIAGRÁFICA Y MORFOLÓGICA DEL ÁREA DE ESTUDIO	18
2.1.3.1. PARÁMETROS DE FORMA	19
2.1.3.1.1. ÁREA DE LA CUENCA	19
2.1.3.1.2. PERÍMETRO DE LA CUENCA.....	20
2.1.3.1.3. PARÁMETROS ASOCIADOS A LA LONGITUD.....	21
2.1.3.1.4. COEFICIENTE DE COMPACIDAD O ÍNDICE DE GRAVELUS (K_c)	22
2.1.3.1.5. FACTOR DE FORMA.....	23
2.1.3.1.6. RECTÁNGULO EQUIVALENTE	24
2.1.3.1.7. RADIO DE ELONGACIÓN (R_e).....	25
2.1.3.1.8. RADIO DE CIRCULARIDAD	25
2.1.3.2. PARÁMETROS DE RELIEVE	26
2.1.3.2.1. CURVA HIPSOMÉTRICA.....	26
2.1.3.2.2. POLÍGONO DE FRECUENCIA	27
2.1.3.2.3. ALTITUDES REPRESENTATIVAS	28
2.1.3.2.4. PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA (S_p).....	28
2.1.3.2.5. PERFIL LONGITUNAL Y PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE (S_c).....	33
2.1.3.2.6. PENDIENTE DEL CAUCE DEL RIO, CRITERIO DE TAYLOR Y SCHWARZ	34
2.1.3.2.7. ÍNDICE DE PENDIENTE DE LA CUENCA (I_p).....	37
2.1.3.2.8. COEFICIENTE DE MASIVIDAD (C_m).....	37
2.1.3.2.9. COEFICIENTE OROGRÁFICO (C_o)	38
2.1.3.3. PARÁMETROS DE LA RED DE DRENAJE	39
2.1.3.3.1. RÉGIMEN.....	39
2.1.3.3.2. LA ESTRUCTURA DE LA RED DE DRENAJE	39

2.1.3.3.3.	DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)	42
2.1.3.3.4.	COEFICIENTE DE ESTABILIDAD DE RIO (C)	43
2.1.3.3.5.	COEFICIENTE DE TORRENCIALIDAD (Ct)	44
2.1.3.4.	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	44
2.1.3.4.1.	FÓRMULA DE KIRPICH	45
2.1.3.4.2.	FÓRMULA DE U.S. CORPS OF ENGINEERS	45
2.1.3.4.3.	FÓRMULA CALIFORNIA (U.S.B.R.)	45
2.1.3.4.4.	FÓRMULA DE GIANDOTTI	46
2.1.3.4.5.	FÓRMULA DE U.S. HATHAWAY	46
2.1.3.4.6.	FÓRMULA AUSTRALIANA	46
2.1.3.4.7.	FÓRMULA DE GEORGE RIVERO	47
2.1.3.5.	CALIDAD DE AGUA	47
2.1.3.6.	RESULTADOS DE LA CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE LA CUENCA	49
2.2.	TRATAMIENTO DE LA DATA HIDROMETEOROLÓGICA	51
2.2.1.	ANÁLISIS DE VARIABLE METEOROLÓGICAS	52
2.2.2.	RED DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICA	56
2.2.3.	REGISTRO DE PRECIPITACIONES Y DESCARGA MENSUALES	57
2.2.4.	ANÁLISIS EXPLORATORIO DE DATOS	60
2.2.4.1.	ANÁLISIS DESCRIPTIVO DE SERIES TEMPORALES Y OUTLIERS	60
2.2.4.2.	ANÁLISIS DE ESTACIONAREIDAD	63
2.2.4.3.	ANÁLISIS DE INDEPENDENCIA SERIAL	64
2.2.4.4.	ANÁLISIS DE CONSISTENCIA U HOMOGENEIDAD	65
2.2.5.	MÉTODO DE TRANSPOSICIÓN DE CUENCAS	66
2.2.6.	DISPONIBILIDAD DE AGUA A NIVEL MENSUALIZADO	70
2.2.6.1.	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE TRANSPOSICIÓN DE CUENCAS PARA GENERACIÓN DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES	70
2.2.6.2.	ANÁLISIS DE PERSISTENCIA DE PROBALIDAD DE OCURRENCIA DE CAUDALES	73
2.3.	GENERACIÓN DE CAUDALES MEDIOS	75
2.3.1.	MÉTODO DE LUTZ SCHÖLZ	75
2.3.1.1.	ECUACIÓN DE BALANCE HÍDRICO	77
2.3.1.2.	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	78
2.3.1.3.	RETENCIÓN DE LA CUENCA	82
2.3.1.4.	RELACIÓN ENTRE DESCARGAS RETENCIÓN	83
2.3.1.5.	COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO	84
2.3.1.6.	ALMACENIMIENTO HÍDRICO	85
2.3.1.7.	ABSTECIMIENTO DE LA RETENCIÓN	87
2.3.1.8.	DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MENSUAL PARA EL AÑO PROMEDIO	88
2.3.1.9.	GENERACIÓN DE LOS CAUDALES MENSUALES PARA PERIODOS EXTENDIDOS	88
2.3.1.10.	RESTRICCIONES DEL MODELO	89

2.3.1.11.	CALIBRACIÓN.....	90
2.3.1.12.	GENERACIÓN DE DESCARGA.....	92
2.3.1.13.	SECCIÓN DE SER EVALUADA.....	93
2.3.1.14.	ESTABLECIMIENTO DE CAUDALES DISPONIBLES.....	93
2.3.2.	RESULTADOS DEL MÉTODO LUTZ SCHÖLZ.....	93
2.4.	GENERACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS.....	96
2.4.1.	INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y METEOROLÓGICA.....	96
2.4.2.	ANÁLISIS EXPLORATORIO DE DATOS.....	100
2.4.2.1.	ANÁLISIS DESCRIPTIVO DE SERIES TEMPORALES Y OUTLIERS.....	101
2.4.2.2.	ANÁLISIS DE ESTACIONARIEDAD.....	103
2.4.2.3.	ANÁLISIS DE CONSISTENCIA U HOMOGENEIDAD.....	104
2.4.3.	ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO – SECTOR EL VADO.....	106
2.4.3.1.	MÉTODO DE TRANSPOSICIÓN DE CUENCAS.....	106
2.4.3.2.	APLICACIÓN DEL PROGRAMA HYFRAN PARA ESTIMAR EL CAUDAL MÁXIMO.....	109
2.5.	USOS Y DEMANADAS DE AGUA.....	116
2.5.1.	DEMANDA AGRÍCOLA.....	116
2.5.2.	CAUDAL ECOLÓGICO.....	120
2.5.3.	DEMANDA DEL CONSUMO HUMANO.....	123
2.5.4.	DEMANDA TOTAL.....	125
2.6.	BALANCE HÍDRICO MENSUALIZADO.....	125
2.7.	GEOLOGÍA – GEOTECNIA.....	128
2.7.1.	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS GENERALES.....	128
2.7.1.1.	CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS.....	129
2.7.1.2.	LITOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA.....	131
2.7.2.	GLACIARES IMPORTANTES Y SU RELACIÓN CON LA BOCATOMA.....	136
2.7.3.	GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DE LA ZONA DE CAPTACIÓN Y DESARENADOR.....	139
2.7.3.1.	ZONA DE CAPTACIÓN - ARMA.....	139
2.7.4.	INVESTIGACIÓN DE CAMPO.....	144
2.7.5.	CANTERAS.....	146
CAPITULO III : CRITERIOS DE DISEÑO.....		148
3.1.	ETAPAS DEL DESARROLLO DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA BOCATOMA.....	148
3.2.	TIPOS DE BOCATOMA.....	151
3.3.	CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE.....	153
3.3.1.	AVENIDA DE DISEÑO.....	153
3.3.2.	DETERMINACIÓN DE RUGOSIDAD.....	154
3.3.3.	ANCHO ESTABLE.....	154
3.3.4.	PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN.....	156
3.4.	TOMA O CAPTACIÓN.....	159
3.4.1.	CAUDAL DE CAPTACIÓN.....	159
3.4.2.	VENTANA DE CAPTACIÓN.....	160

3.4.3.	BARRAJE O VERTEDERO	162
3.4.4.	CANAL DESRIPIADOR	163
3.4.5.	VERTEDERO DE DEMASÍAS	164
3.4.6.	CANAL DE APROXIMACIÓN.....	165
3.4.7.	LÍNEA DE CONDUCCIÓN.....	166
CAPITULO IV : ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....		168
CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		179
5.1.	CONCLUSIONES	179
5.2.	RECOMENDACIONES	185
CAPITULO VI : REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		189
ANEXOS		191
A.- DATOS DE HIDROLOGÍA.....		191
B.- GRAFICOS DE LA CUENCA REALIZADOS POR ARCGIS.....		202
C.- PLANOS DE LA BOCATOMA.....		203

ÍNDICE DE TABLAS, CUADROS Y FIGURAS

Índice de Tablas

Tabla 1	Cómputo de longitud de curvas de nivel	30
Tabla 2	Cómputo de pendiente en la cuenca según Horton	33
Tabla 3	Cómputo de la pendiente del cauce según Taylor y Schwarz.....	37
Tabla 4	Temperatura Media Mensual (°C) – Estación Salamanca.....	53
Tabla 5	Humedad Relativa Media Mensual – Estación Salamanca	53
Tabla 6	Evapotranspiración Potencial Mensual (mm)–Estación Salamanca .	55
Tabla 7	Precipitación Total Mensual (mm) – Estación Salamanca	55
Tabla 8	Precipitación Total Mensual – Estación Salamanca.....	58
Tabla 9	Descarga Media Mensual – Estación Salamanca	59
Tabla 10	Estadística Descriptiva: Estación Climatológica.....	62
Tabla 11	Estadística Descriptiva: Estación Hidrométrica Salamanca.	63
Tabla 12	Caudales Completados (m ³ /s).....	68
Tabla 13	Caudales Generados (m ³ /s). Método de Transposición	72
Tabla 14	Caudales Generados para diferentes niveles de persistencia	74
Tabla 15	Caudales con el Método Lutz Schölz	96

Tabla 16	Precipitación Máxima en 24 horas (mm)	98
Tabla 17	Descarga Máxima Diaria (m ³ /s).....	99
Tabla 18	Test de estacionariedad estación Salamanca.....	103
Tabla 19	La serie de caudales generados en el punto de interés (Sector El Vado).	108
Tabla 20	Caudales máximos a partir del año de retorno – método GEV	110
Tabla 21	Caudales máximos a partir del año de retorno – método Gumbel .	112
Tabla 22	Caudales máximos a partir del año de retorno – método Log-normal (3 parámetros).....	113
Tabla 23	Demanda hídrica agrícola	119
Tabla 24	Resumen de demanda hídrica agrícola.....	120
Tabla 25	Caudal Ecológico Río Arma (Sector El Vado)	122
Tabla 26	Estimación de la demanda hídrica total.....	125

Índice de Cuadros

Cuadro 1	Cuantificación del Índice de Gravelius (Kc)	23
Cuadro 2	Clasificación de terrenos según pendiente media	34
Cuadro 3	Valores de densidad de drenaje	43
Cuadro 4	Resultados de Análisis de Calidad de Agua	48
Cuadro 5	Parámetros de forma	50
Cuadro 6	Parámetros de relieve	50
Cuadro 7	Parámetros de La red de drenaje	51
Cuadro 8	Tiempo de concentración	51
Cuadro 9	Estaciones Hidrometeorológicas	56
Cuadro 10	Información de las pruebas de consistencia.....	70
Cuadro 11	Áreas de las Cuencas El Vado y Salamanca	70
Cuadro 12	Límite superior para la precipitación efectiva	81
Cuadro 13	Coeficientes para El cálculo de La precipitación efectiva	82
Cuadro 14	Lámina de Agua acumulada en los tres tipos de almacén hídrico .	86
Cuadro 15	Almacenamiento hídrico durante la época de lluvias.....	87
Cuadro 16	Características Generales de la cuenca	94

Cuadro 17	Cálculo de datos.....	94
Cuadro 18	Cálculo del Coeficiente de Escorrentía.....	95
Cuadro 19	Cálculo del Coeficiente de Agotamiento.....	95
Cuadro 20	Características de las estaciones en Salamanca	97
Cuadro 21	Estadística descriptiva: Estación climatológica	101
Cuadro 22	Áreas de las Cuencas El Vado y Salamanca	106
Cuadro 23	Estimación de la demanda hídrica poblacional	124
Cuadro 24	Balance Hídrico con fines agrícolas	126
Cuadro 25	Balance Hídrico Total (Todo uso).....	127
Cuadro 26	Columna Estratigráfica	136
Cuadro 27	Resultados de Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Infraestructura Mayor	145
Cuadro 28	Porcentaje Acumulado de Áreas	193

Índice de Figuras

Figura 1	Mapa de Perú	9
Figura 2	Región de Arequipa	9
Figura 3	Provincia de Condesuyos	10
Figura 4	Distrito de Condesuyos	13
Figura 5	Flujograma de geo procesamiento en ArcGis para delimitación de cuencas.....	17
Figura 6	Cuenca delimitada Salamanca	17
Figura 7	Cuenca delimitada El Vado - ArcGis.....	20
Figura 8	Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión (según Strahler)	27
Figura 9	Esquema de análisis y ejemplo para el cálculo de la pendiente en una faja según Alvord	29
Figura 10	Grilla de análisis y ejemplo para el cálculo de la pendiente de la cuenca según Horton	31
Figura 11	Ordenación de una red de canales según Strahler.....	41
Figura 12	Ordenación de una red de drenaje en la cuenca el Vado	41

Figura 13 Ubicación de las Estaciones Hidrometeorológica de Salamanca ...	57
Figura 14 Gráfico box plot y dispersión – Precipitación Total Mensual – Salamanca	61
Figura 15 Gráfico box plot y dispersión – Caudal Medio Mensual – Salamanca.	61
Figura 16 Test de Estacionaridad climatológica de la estación climatológica e hidrométrica	64
Figura 17 Análisis de independencia serial de la estación climatológica e hidrométrica	65
Figura 18 Test de homogeneidad para la estación climatológica.....	66
Figura 19 Test de homogeneidad para la estación hidrométrica.....	66
Figura 20 Histograma Caudal Promedio Anual.....	69
Figura 21 Histograma Caudal Promedio Anual Serie Histórico –Serie Generada	69
Figura 22 Poligono Thiessen – Cuenca Salamanca	91
Figura 23 Precipitaciones máximas a lo largo el tiempo	102
Figura 24 Test de estacionariedad estación Salamanca.....	104
Figura 25 Test de homogeneidad para la estación Salamanca	105
Figura 26 Cuenca de Salamanca y Cuenca el Vado.....	107
Figura 27 Caudales máximos ordenados de mayor a menor	109
Figura 28 Caudal máximo vs probabilidad de no excedencia–Método GEV.	111
Figura 29 Caudal máximo vs probabilidad de no excedencia – Método Gumbel	112
Figura 30 Caudal máximo vs probabilidad de no excedencia – Método Log-normal (3 parámetros).....	114
Figura 31 Comparación de métodos de distribución	114
Figura 32 Caudal máximo vs probabilidad de no excedencia–Método GEV.	115
Figura 33 Balance hídrico Total (m ³ /s)	128
Figura 34 Geología Regional de la zona de la Bocatoma	132
Figura 35 Toma empleando material rústico	149
Figura 36 Rotura de Diques Laterales y Ubicación del Barraje Vertedero	150
Figura 37 Barrajes móviles.....	151

Figura 38 Toma Tirolesa	153
Figura 39 Velocidad del cauce – H canales	155
Figura 40 Capacidad máxima de caudal de la tubería	160
Figura 41 Tipo de flujo del cauce	163
Figura 42 Canal desripiador	164
Figura 43 Canal de aproximación	165
Figura 44 Canal de aproximación en avenidas máximas	166
Figura 45 Línea de conducción	167
Figura 46 Zona de Captación “El Vado”	174
Figura 47 “Oroya” para colocar canastilla para aforos con correntómetro	174
Figura 48 Bocatoma Ancoaque con perfil “Grampa”	176
Figura 49 Perfil “indio” o Perfil “Grampa”	177

RESUMEN

La presente tesis trata sobre criterios de diseño de la bocatoma “El Vado” en el río Arma, agua que será utilizada con fines de ampliación de la frontera agrícola, en terrenos eriazos de la provincia de Condesuyos, región Arequipa, la provincia de Condesuyos abarca una área aproximada de 1,219.00 km², incluye la subcuenca del río Arma, en la zona media de esta subcuenca se encuentra el pueblo de Salamanca, capital del distrito del mismo nombre, en dicho lugar se encuentran las estaciones hidrométrica y climatológica Salamanca, operadas por SENAMHI. Hacia aguas arriba de las estaciones Salamanca, en la cota 4 040 msnm, se encuentra la zona de “El Vado”, lugar donde se ha proyectado la Bocatoma.

Se ha obtenido información de precipitaciones de la zona tomados de una serie de datos representativos de las estaciones hidrométrica y climatológica de Salamanca, los cuales han sido sometidos a un análisis de validación de datos y completación y extensión de los datos faltantes de precipitación y caudales.

Del resultado obtenido se ha realizado el respectivo análisis hidrológico aplicando el método de Lutz Schölz (Lutz, 1980)¹ para caudales medios, además se trabajó una comparación de métodos para hallar el caudal máximo. El área donde se emplazará la estructura hidráulica propuesta y obras conexas, ha sido seleccionada desde los puntos de vista de hidráulica fluvial, geología – geotecnia, topografía, considerando fenómenos de geodinámica externa como derrumbes y deslizamientos. El área ha sido objeto de levantamiento topográfico a curvas de nivel, utilizando equipo de estación total, permitiendo así el relieve donde se buscó la mejor ubicación de la bocatoma, además su diseño y dimensionamiento.

¹ Schölz Lutz, Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana, 1980, Cusco, Plan Merris II

El diseño y cálculo hidráulico y estructural de la estructura hidráulica se ha realizado en función del caudal de diseño calculado, siguiendo recomendaciones de diseño para la estructura y utilizando la formulación hidráulica respectiva para la estructura y sus componentes.

Finalmente se presenta los resultados del diseño de la estructura y sus dimensiones finales, donde se explica los criterios de proponer una bocatoma con barraje de perfil "Grampa", descartando los otros tipos de bocatoma existentes en la literatura especializada.

CAPITULO I : INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

La presente tesis trata sobre criterios de diseño de la Bocatoma “El Vado” con fines de ampliación de frontera agrícola, utilizando las aguas del río Arma, ubicada en la Provincia de Condesuyos, región Arequipa. Con finalidad de aplicar y extender los conocimientos adquiridos en los temas de hidrología e hidráulica, con los cuales se dará la mejor alternativa para el diseño dependiendo de las características del lugar donde se diseñará la estructura.

“El Perú, está atravesando un problema progresivo de estrés hídrico, pues es el único país de América del sur, incluido en 1997 dentro del grupo de naciones con estrés hídrico, una categoría utilizada por la ONU para determinar el “Déficit de la oferta de agua respecto de la demanda”. La proyección para el año 2025 incluye nuevamente a nuestro país en dicha clasificación, al lado de Guatemala y naciones del Medio Oriente y del norte africano” (Agricultura, 2009)².

Dentro de este escenario, Condesuyos se ubica entre las poblaciones que tendrán mayor y directo impacto por la escases hídrica, debido a los fenómenos irreversibles del calentamiento global, conllevando a la desglaciación de nuestros nevados andinos, como es el caso del Coropuna.

Por otro lado, el Perú es uno de los países de la región, en donde la agricultura familiar tiene mayor ponderación, pues agrupa alrededor del 90% de todas las unidades agropecuarias. La agricultura familiar da empleo a cerca del 80% de los trabajadores agrarios, mientras que, según el Ministerio de Trabajo, las empresas formales solamente emplean al 4% (Euguren, 2014)³.

² Ministerio De Agricultura, Política y Estrategia Nacional de Recursos Hídricos del Perú, Abril 2009, Lima-Perú, Autoridad Nacional del Agua.

³ Fernando Euguren, El necesario encuentro con la agricultura familiar, 02 de Julio del 2014, Lima-Perú, Revista Agraria.

Para posibilitar una Ampliación de Frontera Agrícola es necesario captar una parte de las aguas del río Arma, dejando el caudal ecológico, de acuerdo a la Ley de Recursos Hídricos N° 29338. Estimaremos el caudal ecológico del río Arma aguas abajo de la bocatoma El Vado, usando el criterio generalizado del 10%⁴ del caudal medio anual mediante el método de Lutz Schölz (caudales medios).

Estas aguas captadas a través de la Bocatoma estable con barraje, motivo de la presente Tesis, será conducida mediante un canal de aproximación donde se ubican las obras conexas, empalmando a una línea de conducción entubada, en la cual hay diversas obras de arte como canoas, puentes peatonales y carreteros, alcantarillas, sifones, túneles etc. hasta llegar a la cabecera de las pampas Los Alisos y Los Ceniceros Rojos, en donde se han previsto reservorios de llegada, de allí a los reservorios sectoriales, líneas troncales, secundarias, terciarias y finalmente los sistemas de riego presurizado por goteo.

La tesis es realizada para diseñar una estructura de captación eficiente, segura y económica a fin de lograr una captación óptima, debiendo analizar diferentes soluciones hidráulicas, que permita llegar a un diseño ecléctico, donde se conjugan la eficiencia de operación y la economía.

1.2. ANTECEDENTES

Con la Bocatoma en el Río Arma, se podrá derivar el agua necesaria para el riego de áreas nuevas para el beneficio de los pobladores, el Proyecto Arma, tiene una historia bastante larga, data de la época de la Colonia, se tiene un documento inédito de fecha 25 de febrero del año 1772, que fuera guardado por el profesor don Roberto Fernández Gutiérrez, en el que don Joaquín de Zúñiga, Cacique Principal y Gobernador de las parcialidades de Chuquibamba

⁴ Autoridad Nacional del Agua, Ley de Recursos Hídricos y su relación con los Caudales Ecológicos, Lima – Perú, Ley 29338 – Ley de Recursos Hídricos.

le dirige a don Juan de Berdeguer, Corregidor y Justicia Mayor por S.M. de la Provincia de Condesuyos, dándole a conocer de la angustiada situación que padecen sus pueblos por la escases de agua.

En el presente siglo, en el año 1919, el Ing. Agrónomo Manuel Villanueva, educado en los EEUU, trabajó las tierras de su hacienda Huasicac, conocedor del lugar y de las referencias del río Arma, decide, con su peculio hacer la derivación de las aguas del río Arma hacia las pampas de Asia y Morrillos en Chuquibamba.

En el año 1930, el diputado por la provincia de Condesuyos, Dr. Jesús Fernández Hernani hace declarar las aguas del río Arma de Utilidad Pública.

En el año 1946, se emite la Resolución Ministerial N° 364, con fecha 21 de mayo, en la que se comisiona al Ing. Damián Michelena a fin de ver la posibilidad de irrigar las pampas de Morrillos con aguas derivadas del río Arma, quien evacua un informe el día 5 de setiembre, expresando la factibilidad de irrigar dichas pampas, recomendando la realización del estudio correspondiente.

El 25 de agosto del año 1947 se aprueba el presupuesto para los estudios de derivación del río Arma, designando al Ing. Rosendo Chávez Días para que se encargue de elaborar dichos estudios.

Con fecha 11 de agosto de 1952 se promulga la Ley N° 11857, en la que manda consignar partida en el presupuesto para la ejecución de los estudios relativos a la irrigación de las pampas de Asia y Morrillos, en la provincia de Condesuyos, con aguas del río Arma.

La reserva de las aguas del río Arma para el proyecto, data desde hace 59 años, cuando a través del Decreto Supremo N° 88 del 11 de octubre de 1954, reservan las aguas del río Arma, para irrigar las pampas Asia y Morrillos, ubicadas en los distritos de Chuquibamba e Iray.

Desde 1981, en que se concluyen los estudios de Pre-Factibilidad por parte del Ex Instituto Nacional de Ampliación de la Frontera Agrícola (INAF), quedan definidas las características del esquema hidráulico principal del Proyecto Integral, correspondiente a la Alternativa de Captación Baja (a 4040 msnm), zona El Vado, con el que se tiene mayor caudal de captación. Con Resolución Jefatural N° 136-81/ORDEA, de fecha 05 de junio del año 1981 se aprueba el Programa “Nueva Frontera Agrícola Inmediata para Arequipa”.

1.3. OBJETIVOS

Generales:

Plantear criterios de diseño para la construcción de una estructura hidráulica de captación en régimen supercrítico, donde el flujo del río en la zona de captación tiene una pendiente erosiva que causa que el flujo sea supercrítico, para que conjuntamente con las demás obras posibiliten la ampliación de la frontera agrícola y atender la demanda de la población de la Provincia de Condesuyos y Arequipa.

Específico:

- Recopilar y analizar información y metodologías para definir los criterios de diseño, así como de diferentes publicaciones acerca del tema de la Tesis.
- Analizar y determinar la validez de los datos obtenidos, con la metodología apropiada.
- Analizar los estudios hidrológicos, geológico-geotécnicos y de hidráulica fluvial.
- Comparar diferentes métodos para obtener un mejor resultado.
- Cálculos de las dimensiones de captación elegible
- Determinar las características geológicas de la zona de la bocatoma en el río Arma en la cuenca el Vado.
- Así mismo de los materiales en que se cimentaran.

1.4. PROBLEMÁTICA

En el tramo, donde se encuentra el eje de toma propuesto, el río tiene una pendiente $S = 2\%$, por tanto se esperan flujos en régimen supercrítico (Número de Froude = 1.1350), el tramo es recto y está suficientemente alejado de la curva de aguas arriba, donde no se tienen efectos de la fuerza centrífuga.

Debido a la pendiente del cauce del río Arma, en el tramo donde se ubicará la Bocatoma, en las épocas de lluvia se producen avenidas de gran poder erosivo, con arrastre de gran cantidad de sedimentos de diversa granulometría.

Por ello es necesario construir una estructura de captación que sea estable frente a los esfuerzos producidos por las máximas avenidas, así como tener una adecuada profundidad de cimentación para tener seguridad contra la socavación del cauce, además deberá tener los elementos de control que regule la captación, haciéndose necesaria la construcción de una estructura con dispositivos para atrapar y eliminar las partículas de arrastre que son captadas en la toma.

En la presente tesis se ha considerado el diseño y cálculo de una bocatoma estable con barraje, la que estará provista de un desripador para eliminar el sedimento más grueso que pueda ser captado y devolverlo al río. Como estructura conexas de la bocatoma se prevé la construcción de un vertedero lateral de demasías, un desarenador de limpieza continua y un medidor de altura crítica.

La hidráulica fluvial aunadas a los otros estudios básicos como topografía, hidrología, geología-geotecnia, geodinámica externa etc., significa poner en relieve las ideas centrales del marco situacional en el que se realizará la Tesis, procurando en lo posible convertir esas ideas en una o más preguntas a resolver en el proceso de investigación.

En éste acápite se deben incluir los problemas que se intentan resolver o las hipótesis que se esperan probar. Como la decisión de utilizar una barraje tipo grampa en vez, de un tipo Creager, analizando los problemas de subpresión que genera el agua bajo la estructura, pues se tendrán fenómenos de percolación y como contrarestar para que no afecte a las estructura.

Un problema, es toda situación no resuelta que impide o dificulta el desarrollo normal de una actividad o realidad determinada. Es algo que necesita ser solucionado, resuelto, ya que constituye un obstáculo para el logro de los objetivos deseados.

1.5. UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN

UBICACIÓN

La Bocatoma “El Vado” se encuentra ubicado políticamente en el Distrito de Salamanca, Provincia de Condesuyos (Figura 2), Región Arequipa (Figura 1).

Figura 1 Mapa de Perú



Fuente: <http://media.maps.com/magellan/imagenes/PERU-W2.gif>

Figura 2 Región de Arequipa



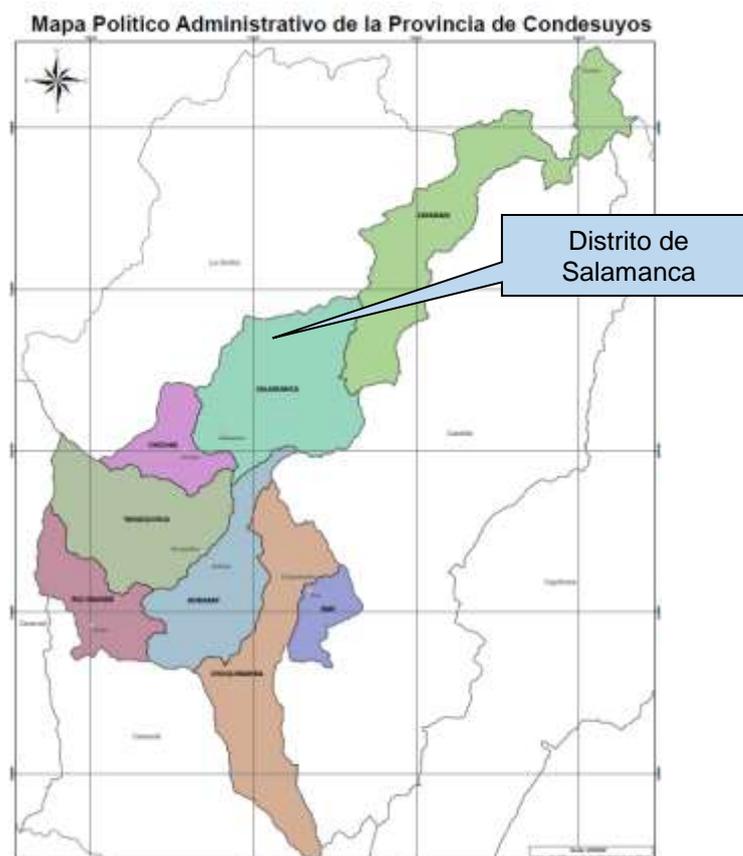
Fuente:

https://es.wikipedia.org/wiki/Anexo:Distritos_del_departamento_de_Arequipa

División Política De La Provincia De Condesuyos

Distritos: Andaray, Cayarani, Chichas, Chuquibamba, Iray, Río Grande, Salamanca, Yanaquihua. Cuales se muestra en la figura 3.

Figura 3 Provincia de Condesuyos



Fuente: http://www.perutoptours.com/index04con_mapa_condesuyos.html

LOCALIZACIÓN Y ACCESOS

La Bocatoma se encuentra localizada en el sur del Perú, Departamento y Región Arequipa, Provincia de Condesuyos, en el distrito de Salamanca.

Geográficamente está comprendido entre las coordenadas geográficas 15° 25' 26.60" latitud sur y 72° 46' 3.45" longitud Oeste y, coordenadas UTM Zona 18;

8 293 529.412 N y 739 570.588 E Datum WGS 84, altitudinal mente en la cota 4 040 msnm.

El área de influencia directa de la Bocatoma es la provincia de Condesuyos y comprende el distrito Salamanca, que se encuentra ubicada en las laderas occidental y norte del nevado Coropuna.

El distrito de Salamanca tiene un área de 1235.8 km² que representa el 12,5 % de la superficie de la región Arequipa y el 17,8% de la provincia de Condesuyos,

Los límites geográficos de Salamanca son los siguientes:

- Por el Este: con los distritos de Andagua, Machaguay, Viraco de la Provincia de Castilla y el distrito de Cayarani de la Provincia de Condesuyos.
- Por el Oeste: con el distrito de Chichas de la Provincia de Condesuyos.
- Por el Norte: con los distritos de Cotahuasi, Tomepampa, Alca, Puyca de la Provincia de La Unión.
- Por el Sur: con el distrito de Andaray de la Provincia de Condesuyos.

Ubicación y Accesos

Ubicación Geográfica:

La zona de estudio está localizada en la sierra sur del Perú y forma parte de la Cuenca Ocoña en la Vertiente del Pacífico de los Andes, sus coordenadas geográficas están comprendidas entre los paralelos 15°25'26.60" Latitud Sur y 72° 46' 3.45" Longitud Oeste, altitud media de 4 040 m.s.n.m.

Ubicación Política:

El ámbito de la Bocatoma comprende a la provincia de Condesuyos (distrito Salamanca), Región Arequipa. Los recursos hídricos son también aprovechados por el distrito de Chuquibamba, ubicado en la Provincia Condesuyos (figura 4), Región Arequipa.

Accesos

La vía de acceso al área de la Bocatoma se inicia en el km 890 de la Carretera Panamericana Sur (a 130 km. de Arequipa), continua por un tramo de 82,50 km. de carretera asfaltada pasando por los poblados de Punta Colorada, Corire y Aplao en tramo asfaltado hasta Chuquibamba que es la capital de la provincia, sigue la carretera afirmada hasta el desvío de Arata; de este punto hasta Andaray - Yanaquihua es una trocha carrozable en regular estado de transitabilidad.

Distancias físicas desde la capital de la provincia, Chuquibamba hacia las capitales distritales y tipo de vía.

- Chuquibamba – Salamanca 84,2 Km. de trocha carrozable

Figura 4 Distrito de Condesuyos



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Breve Historia de Condesuyos

NOMBRE

Condesuyos es palabra quechua españolizada, viene de Contisuyo una de las cuatro regiones del Tahuantinsuyo.

CREACIÓN

En la época de la independencia se le reconoció como provincia el 07 de junio de 1825, dándosele como territorio el mismo que tenía cuando fue partido de la intendencia de Arequipa y que data de 1565.

CHUQUIBAMBA

Es la capital de la provincia, dista de Arequipa 237 km. y se halla a 2 920 m de altura sobre el nivel del mar.

Se llega a Chuquibamba tomando el desvío que nace en la carretera Panamericana Sur a la altura del kilómetro 890, y se adentra al valle de Majes; pasando Aplao, hay una bifurcación de la carretera. Se toma la vía de la izquierda.

MEDIO FÍSICO

Situada en el límite con el departamento del Cusco, es una de las provincias más pobres y menos pobladas de Arequipa. Es también la que tiene menos superficie agrícola y produce trigo, cebada, maíz y papas en cantidades limitadas.

Su ganadería es de camélidos, ovinos y en menor medida vacunos, su capital Chuquibamba está situada al pie del Coropuna, pero disfruta de un buen clima. Últimamente se ha aprobado el asfaltado de la vía de sesenta y ocho kilómetros que la une con Cotahuasi, en la provincia de la Unión. También está comunicada con Aplao, en Castilla, pero todavía no con la de Caravelí. Condesuyos tiene yacimientos mineros, especialmente de oro y plata, que son extraídos por empresas como Arirahua, Ares o Arcata, además de pequeños mineros de carácter informal. También es interesante el prospecto de Pallarcocha, con importantes cantidades de oro.

CAPITULO II : FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. HIDROLOGÍA

2.1.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio se encuentra ubicada a los 4,040 msnm, en el cauce del Rio Arma, dentro de la cuenca Ocoña, perteneciente a la vertiente del Pacífico.

2.1.1.1. DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO

Un tema de permanente discusión es el referente a los conceptos de cuenca, subcuenca y microcuenca. Se define cuenca el área de terreno donde todas las aguas caldas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido (Chereque, 1989)⁵. Por consideraciones prácticas se puede dar una definición para trabajos de manejo de cuencas a partir de rangos de área para cada unidad hidrográfica. Los rangos de área se determinan en función del grado de ramificación de los cursos de agua. Corresponden a microcuencas los cursos de agua de 1°, 2° y 3° orden; a subcuencas los cursos de agua de 4° y 5° orden, y a cuencas los recursos de agua de 6° o más orden.

2.1.2. DELIMITACIÓN HIDROGRÁFICA DEL ÁREA DEL ESTUDIO

2.1.2.1. INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

El acopio de información cartográfica se eligió siguiendo los criterios básicos de ubicación, orografía, altitud, etc. Contándose para ello con las cartas nacionales de escala 1:100 000 de los cuadrantes que involucran el ámbito del área de estudio, los cuales se muestran a continuación:

⁵ Chereque, Wendor, HIDROLOGIA para estudiantes de Ingeniería Civil, 1989, Lima, PUCP

Cuadrante 32q del índice de quinientos un mapas geológicos del IMMGET; La información fue digitalizada para un mejor desarrollo del estudio y para la facilidad del procesamiento utilizando para ello programas como Autocad, Autocad Civil 3d.

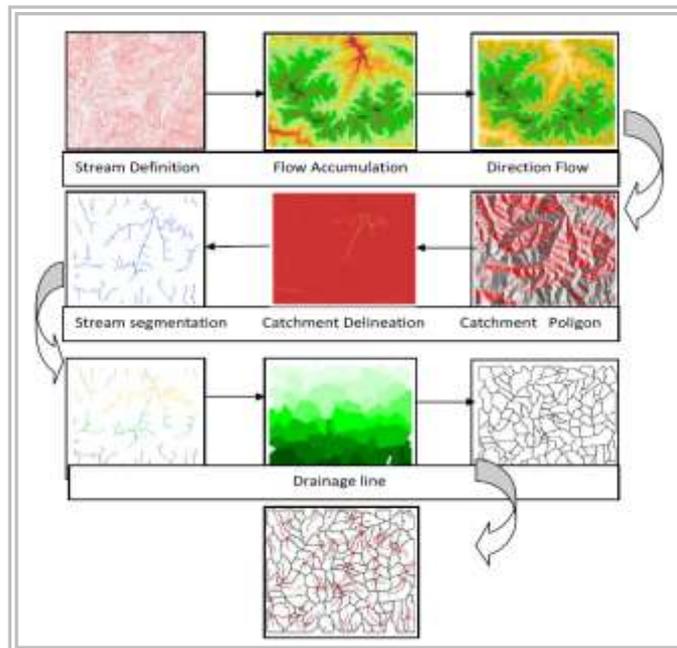
2.1.2.2. PROCEDIMIENTO DE DELIMITACIÓN

Para la delimitación se utilizó la extensión Archydro (figura 5) para ArcGis que es una herramienta de análisis hidrológico desarrollado por Centro de Investigaciones en Recursos de Agua (CRWR) de la Universidad de Texas, de los EE.UU. Su distribución es gratuita. Archydro utiliza un Modelo Numérico del Terreno para delimitación automática de cuencas hidrográficas y red de drenaje. Además esta herramienta posee la capacidad de administrar una base de datos geográfica (Geodatabase) que permite integrar los diferentes elementos del sistema hidrológico de la cuenca, que lo diferencia de otros modelos que realizan similares tareas como Hec-GeoHms o Taudem muy utilizados en el análisis hidrológico en entorno SIG (CRWR, 2007).⁶

Se observa la cuenca Salamanca delimitada con Archydro en la figura 6.

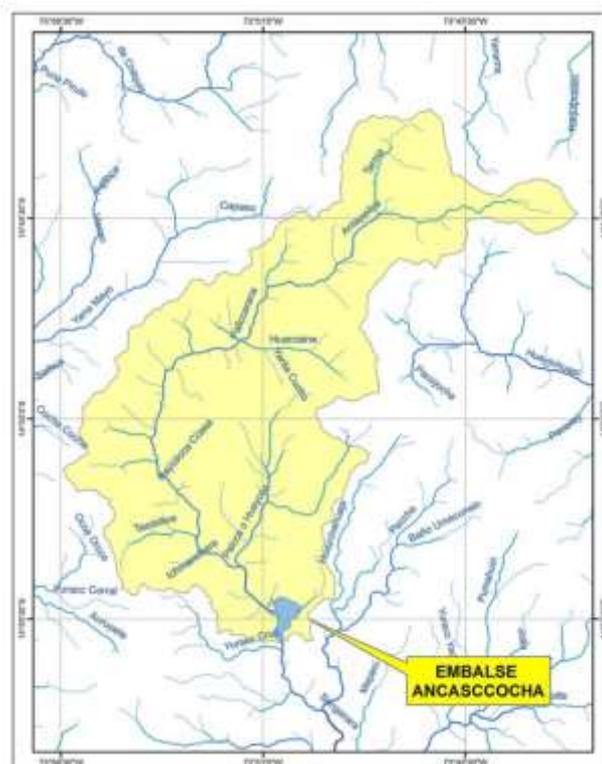
⁶ CRWR, GIS Water Resources Consortium, Marzo 2007, Disponible en: www.crrw.utexas.edu/archydrotools/tools.html

Figura 5 Flujograma de geo procesamiento en ArcGis para delimitación de cuencas



Fuente: Software de ArcGis

Figura 6 Cuenca delimitada Salamanca



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.1.3. CARACTERIZACIÓN FISIAGRÁFICA Y MORFOLÓGICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

El análisis de gran parte de los fenómenos hidrológicos que ocurren sobre un determinado espacio geográfico suele tener como referencia a la unidad fisiográfica conocida como cuenca.

Se define como línea divisoria a una línea imaginaria que delimita la cuenca, la delimitación de la cuenca se hace sobre un plano a curvas de nivel, siguiendo las líneas del divortium acuarium o líneas de las altas cumbres. Generalmente se considera que la línea divisoria es la línea de cresta que separa dos vertientes teniendo en cuenta el drenaje superficial, pero en algunos casos se debe considerar la línea definida por las elevaciones más altas de la napa freática (almacenamiento de agua gravitacional en el suelo – agua libre en el suelo). Sin embargo, dado que dicho límite generalmente no difiere mucho del que está determinado por el drenaje superficial y cuando difiere un poco es muy difícil de detectar, se suele considerar como cuenca la determinada por el límite de las aguas superficiales.

Las características físicas de una cuenca desempeñan un papel esencial en el estudio y comportamiento de parte de los componentes del ciclo hidrológico, tales como la evaporación, infiltración, flujo superficial, entre otros. Las principales características físicas que se consideran en investigaciones hidrológicas son las concernientes a la cuenca, a la red de drenaje y al cauce o río principal.

A continuación se desarrolla la teoría y se presentan los resultados de los principales parámetros que determinan la morfología y fisiografía del área de estudio.

2.1.3.1. PARÁMETROS DE FORMA

La forma de la cuenca interviene de manera importante en las características del hidrograma de descarga de un río, particularmente en los eventos de avenidas máximas. En general, cuencas de igual área pero de diferente forma generan hidrogramas diferentes.

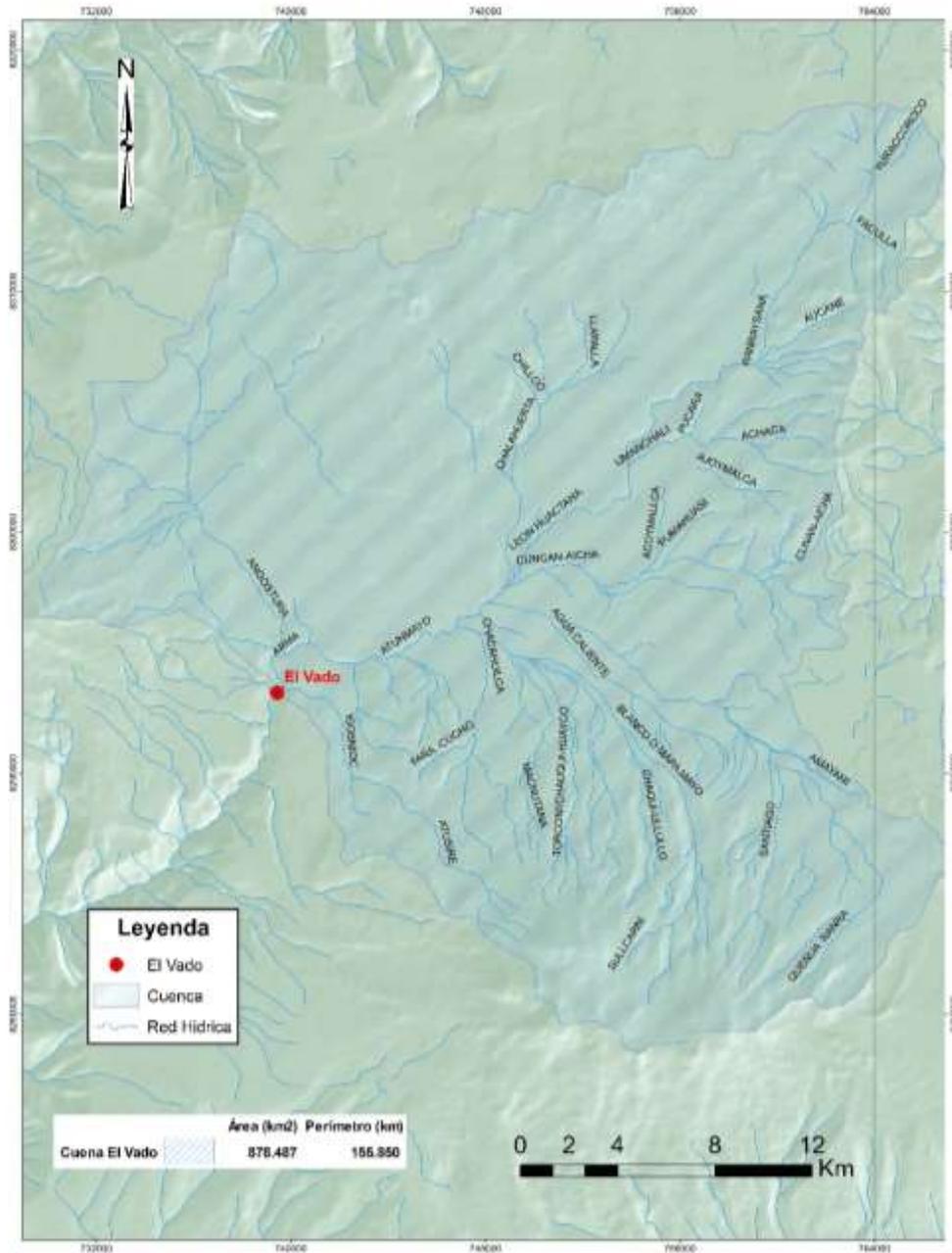
Para determinar la forma de una cuenca se utilizan los coeficientes que a continuación se describen.

2.1.3.1.1. ÁREA DE LA CUENCA

Se refiere al área proyectada sobre un plano horizontal como se muestra en la figura 7, medida dentro de los límites de la cuenca siguiendo la línea de divortium acuarium.

Desde el punto de vista hidrológico es más importante estas proyecciones horizontales que la superficie real de la cuenca. Las gotas de lluvia caen verticalmente y no ortogonales a la ladera, igualmente el crecimiento de los árboles es vertical, etc.

Figura 7 Cuenca delimitada El Vado - ArcGis
Cuenca El Vado



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.1.3.1.2. PERÍMETRO DE LA CUENCA

Es el contorno que delimita el área de la cuenca, igual a la longitud de la línea de divortium acuarium.

2.1.3.1.3. PARÁMETROS ASOCIADOS A LA LONGITUD

a) Longitud del Cauce Principal (L_c)

El desarrollo longitudinal del colector principal es una magnitud característica útil y de efecto importante en la respuesta hidrológica de la cuenca, ya que en un río corto los efectos de la precipitación se reflejan más rápidamente que en un río largo. La longitud del cauce principal es la distancia medida a lo largo del curso fluvial de mayor orden, desde las nacientes hasta el final del mismo.

b) Longitud Máxima de la Cuenca (L_m)

Es la longitud medida entre los puntos extremos de la cuenca a través de una línea recta paralela al cauce principal que no necesariamente coincide uno de ellos con el desagüe.

c) Longitud Máxima entre el Extremo de la Cuenca y el Desagüe (L)

Es la distancia medida desde el desagüe hasta el límite más extremo de la cuenca a través de una línea recta paralela al cauce principal.

d) Ancho Máximo de la Cuenca (A_m)

Es la longitud medida a partir de los extremos transversales de la cuenca perpendiculares al curso principal.

e) Ancho Promedio de la Cuenca (A_p)

Es un parámetro promedio que se obtiene a partir del cociente entre el área de la cuenca y la longitud máxima (L_m) de la misma.

$$A_p = \frac{A}{L_m}$$

Dónde:

A_p : Ancho promedio de la cuenca (km)

A : Área de la cuenca (km²)

L_m : Longitud máxima de la cuenca (km)

2.1.3.1.4. COEFICIENTE DE COMPACIDAD O ÍNDICE DE GRAVELIUS (K_c)

Definido por Gravelius como la relación entre el perímetro de la cuenca y la circunferencia del círculo que tenga la misma superficie de la cuenca.

La peligrosidad de una cuenca aumenta si el coeficiente K se acerca a la unidad, o a una forma redonda ya que indica que las distancias relativas de los puntos de la divisoria en relación a uno central, no tienen diferencias mayores y es menor el tiempo de concentración y la posibilidad de que las ondas decrecidas sean continuas es mayor.

Este coeficiente es igual a uno cuando la cuenca es perfectamente circular. Este coeficiente puede alcanzar el valor de tres en el caso de cuencas muy alargadas. En general K_c es mayor a 1.

$$K_c = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Dónde:

K_c : Coeficiente de Compacidad o Índice de Gravelius

P : Perímetro de la cuenca (km)

A : Área de la cuenca (km²)

Se dice que las cuencas grandes tienen forma de pera y las menores tienen forma de abanico, pero la forma se distingue basándose en la cuantificación (cuadro 1).

Cuadro 1 Cuantificación del Índice de Gravelius (Kc)

Kc	Forma de la Cuenca	Tendencia Crecidas
1.00 – 1.25	De casi redonda a oval redonda	Alta
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga	Media
1.50 – 1.75	De oval oblonga a rectangular	Baja

Fuente: Sánchez, 1987

2.1.3.1.5. FACTOR DE FORMA

Este factor, como los otros que se utilizan en esta tesis, es un referente para establecer la dinámica esperada de la escorrentía superficial en una cuenca, teniendo en cuenta que aquellas cuencas con formas alargadas, tienden a presentar un flujo de agua más veloz, a comparación de las cuencas redondeadas, logrando una evacuación de la cuenca más rápida, mayor desarrollo de energía cinética en el arrastre de sedimentos hacia el nivel de base, principalmente.

Una cuenca tiende a ser alargada si el factor de forma tiende a cero, mientras que su forma es redonda, en la medida que el factor de forma tiende a uno. Este coeficiente definido por Horton afecta los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo.

El factor de forma está definido por la siguiente expresión:

$$f_f = \frac{A}{L_c^2}$$

Dónde:

Ff : Factor de forma

A : Área de la cuenca (km²)

Lc : Longitud del cauce principal (km)

2.1.3.1.6. RECTÁNGULO EQUIVALENTE

Se trata de una transformación puramente geométrica en virtud de la cual se asimila la cuenca a un rectángulo que tenga el mismo perímetro y superficie, y, por tanto, igual al índice de Gravelius (coeficiente de compacidad, K_c). Así, las curvas de nivel se transforman en rectas paralelas al lado menor del rectángulo, y el desagüe de la cuenca, que es un punto, queda convertido en el lado menor del rectángulo.

Se definen los lados del rectángulo equivalente con las siguientes expresiones:

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L + l)$$

$$L = \frac{K_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * K_c^2}} \right)$$

$$l = \frac{K_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * K_c^2}} \right)$$

Dónde:

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

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

A : Área de la cuenca (km²)

K_c : Coeficiente de compacidad

Para que esta representación sea posible es necesario que se cumpla la condición:

$$K_c \geq 1.12$$

2.1.3.1.7. RADIO DE ELONGACIÓN (Re)

Definido por S. A. Schumm como la relación entre el diámetro (D) de un círculo que tenga la misma superficie de la cuenca y la longitud máxima de la cuenca (Lm).

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

Dónde:

Re : Radio de elongación

A : Área de la cuenca (km²)

Lm : Longitud máxima de la cuenca (km)

El valor de Re se acerca a la unidad cuando la cuenca es plana; para cuencas con relieve pronunciado, el valor resultante se encuentra entre 0.6 y 0.8.

2.1.3.1.8. RADIO DE CIRCULARIDAD

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

Se calcula con la siguiente expresión:

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

Dónde:

Re : Radio de circularidad

A : Área de la cuenca (km²)

P : Perímetro de la cuenca (km)

Su valor es unitario para una cuenca circular, para el caso de una cuenca cuadrada, corresponde a un valor de 0.785. Si los resultados obtenidos indican que la cuenca en estudio está cercana a una simetría en sus dimensiones

cartesianas, hidrológicamente implicaría hidrogramas casi simétricos en su desembocadura.

2.1.3.2. PARÁMETROS DE RELIEVE

La influencia del relieve sobre la respuesta hidrológica de la cuenca es importante, puesto que a mayores pendientes corresponden mayores velocidades del agua en las corrientes y menor será el tiempo de concentración de la cuenca.

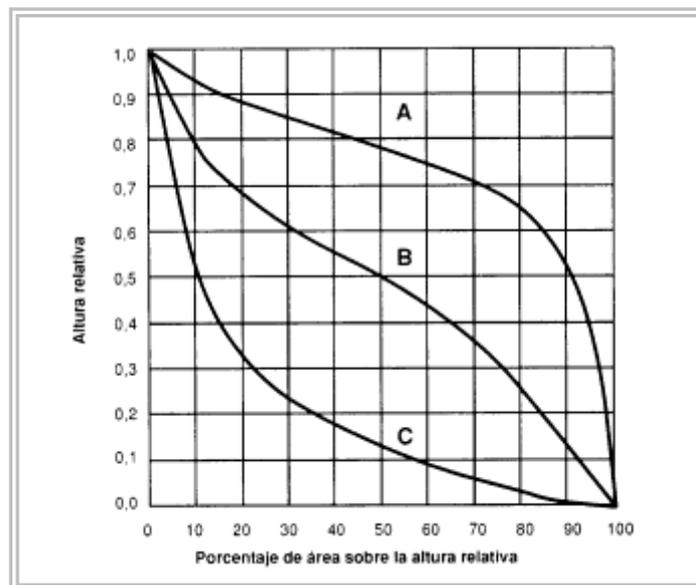
Para describir el relieve de una cuenca existen numerosos parámetros que han sido desarrollados por varios autores, entre los más utilizados destacan los siguientes:

2.1.3.2.1. CURVA HIPSOMÉTRICA

La curva hipsométrica sugerida por Langbein et al. (1947), proporciona una información sintetizada sobre la altitud de la cuenca, que representa gráficamente la distribución de la cuenca vertiente por tramos de altura. Dicha curva presenta, en ordenadas, las distintas cotas de altura de la cuenca, y en abscisas la superficie de la cuenca que se halla por encima de dichas cotas, bien en km² o en tanto por cien de la superficie total de la cuenca.

En la figura 8, se muestra tres curvas hipsométricas correspondientes a otras tantas cuencas que tienen potenciales evolutivos distintos.

Figura 8 Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión (según Strahler)



Fuente: Llamas, J., Hidrología general

La curva superior (curva A) refleja una cuenca con un gran potencial erosivo; la curva intermedia (curva B) es característica de una cuenca en equilibrio; y la curva inferior (curva C) es típica de una cuenca sedimentaria. Quedarían, así, representadas distintas fases de la vida de los ríos:

Curva A: fase de juventud;

Curva B: fase de madurez;

Curva C: fase de vejez.

2.1.3.2.2. POLÍGONO DE FRECUENCIA

El polígono de frecuencias o diagrama de frecuencias altimétricas es un gráfico de barras que indica las superficies expresadas en porcentaje del total comprendidas en intervalos constantes de altura (msnm).

Sirve para encontrar el área parcial más frecuente para el posible desarrollo de proyectos agrícolas y/o habilitaciones poblacionales.

2.1.3.2.3. ALTITUDES REPRESENTATIVAS

a) Altitud Media de la Cuenca (Hm)

La altitud media de una cuenca es aquella para la cual el 50% del área de la misma está situado por encima de dicha altitud y el 50% se encuentra por debajo, se determina a partir de la curva hipsométrica.

b) Altitud de Frecuencia Media de la Cuenca

Se determina a partir del polígono de frecuencias y representa la altitud media del mismo.

c) Altitud más Frecuente

Como su nombre lo indica es el rango de altitudes que más se presentan en el polígono de frecuencias.

2.1.3.2.4. PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA (Sp)

La pendiente de la cuenca tiene una relación importante con los fenómenos de infiltración, escurrimiento superficial, humedad del suelo y con la contribución del agua subterránea de los cauces.

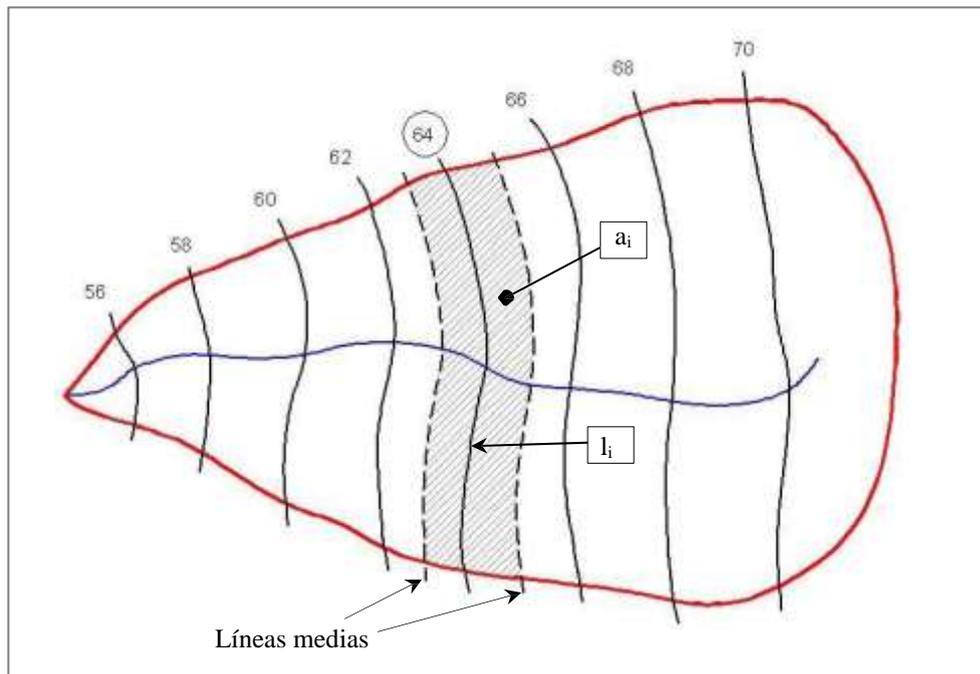
Existen diversos criterios para evaluar la pendiente de una cuenca, entre las que se pueden citar:

- criterio de Alvord
- criterio de Horton
- criterio del Rectángulo equivalente

1.- Criterio de ALVORD

Analiza la pendiente existente entre curvas de nivel, trabajando con la faja definida por las líneas medias que pasan entre las curvas de nivel, como se muestra en la figura 9.

Figura 9 Esquema de análisis y ejemplo para el cálculo de la pendiente en una faja según Alvord



Fuente: Hidrología, Universidad Nacional del Nordeste de Argentina

$$S_i = \frac{D}{W_i}$$

$$w_i = \frac{a_i}{l_i}$$

Donde

S_i : pendiente de la faja analizada i

D : desnivel entre líneas medias, aceptado como desnivel entre curvas (equidistancia)

W_i : ancho de la faja analizada i

a_i : área de la faja analizada i

l_i : longitud de la curva de nivel correspondiente a la faja analizada i

Así la pendiente media de la cuenca será el promedio pesado de la pendiente de cada faja en relación con su área:

$$S = \left(\frac{D \cdot l_1}{a_1} \cdot \frac{a_1}{A} \right) + \left(\frac{D \cdot l_2}{a_2} \cdot \frac{a_2}{A} \right) + \dots + \left(\frac{D \cdot l_n}{a_n} \cdot \frac{a_n}{A} \right) \Rightarrow S = \frac{D}{A} \cdot (l_1 + l_2 + \dots + l_n)$$

Finalmente,

$$S = \frac{D \cdot L}{A}$$

Donde

S : pendiente media de la cuenca

L : longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca

A : área de la cuenca

Se realiza la suma de todas las longitudes de curvas de nivel como se muestra en la tabla 1

Tabla 1 Cómputo de longitud de curvas de nivel

Curva de cota	Longitud (km)
a	c
b	d
...	...
...	...
...	...
Long. Total	f

Fuente: Hidrología, Universidad Nacional del Nordeste de Argentina

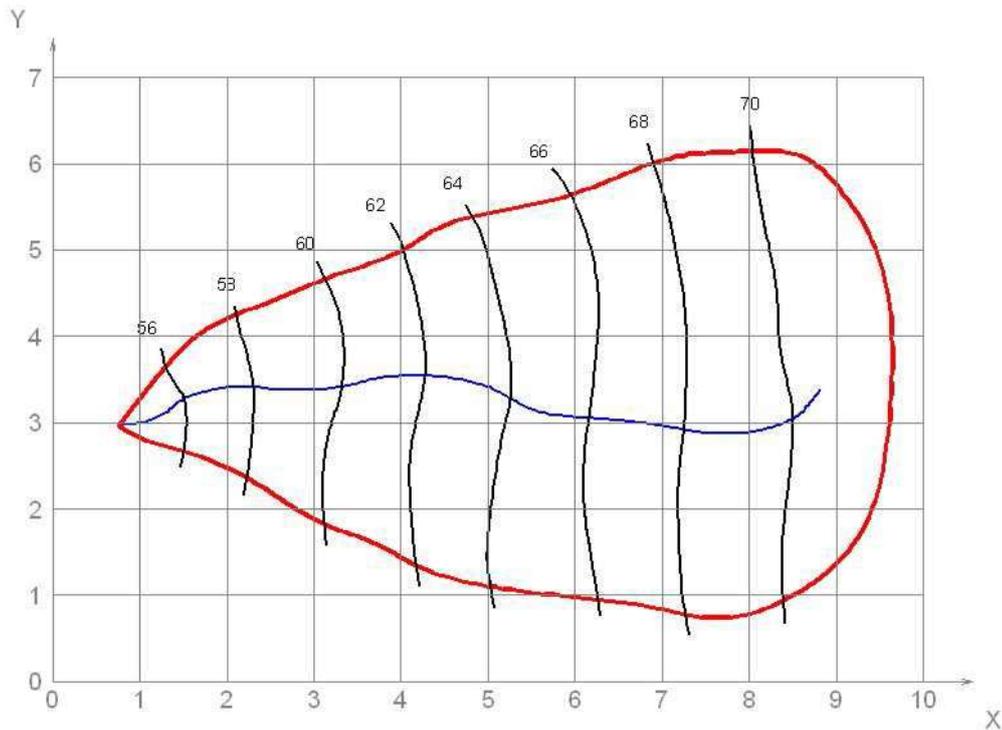
2.- Criterio de HORTON

Consiste en trazar una malla de cuadrados sobre la proyección planimétrica de la cuenca orientándola según la dirección de la corriente principal. Si se trata de una cuenca pequeña, la malla llevará al menos cuatro (4) cuadros por lado, pero si se trata de una superficie mayor, deberá aumentarse el número de cuadros por lado, ya que la precisión del cálculo depende de ello.

Una vez construida la malla, en un esquema similar al que se muestra en la Figura 10, se miden las longitudes de las líneas de la malla dentro de la

cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel, como se muestra en la tabla 2.

Figura 10 Grilla de análisis y ejemplo para el cálculo de la pendiente de la cuenca según Horton



Fuente: Hidrología, Universidad Nacional del Nordeste de Argentina

La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se calcula así:

$$S_x = \frac{N_x \cdot D}{L_x} \quad \text{y} \quad S_y = \frac{N_y \cdot D}{L_y}$$

Siendo:

S_x pendiente en el sentido x

S_y pendiente en el sentido y

N_x número total de intersecciones y tangencias de líneas de la malla con curvas de nivel, en el sentido x

Ny número total de intersecciones y tangencias de líneas de la malla con curvas de nivel, en el sentido y

D equidistancia entre curvas de nivel

Lx longitud total de líneas de la malla en sentido x, dentro de la cuenca

Ly longitud total de líneas de la malla en sentido y, dentro de la cuenca

Horton considera que la pendiente media de la cuenca puede determinarse como:

$$S = \frac{N \cdot D \cdot \sec(\theta)}{L}$$

Siendo:

S pendiente media de la cuenca

N Nx + Ny

L ángulo dominante entre las líneas de malla y las curvas de nivel

L Lx + Ly

Como resulta laborioso determinar la sec (θ) de cada intersección, en la práctica y para propósitos de comparación es igualmente eficaz aceptar al término sec (θ) igual a 1, o bien considerar el promedio aritmético o geométrico de las pendientes Sx y Sy como pendiente media de la cuenca

Promedio aritmético
$$S = \frac{S_x + S_y}{2}$$

Promedio geométrico
$$S = \sqrt{S_x \cdot S_y}$$

Tabla 2 Cómputo de pendiente en la cuenca según Horton

Número de la línea de la malla	Intersecciones		Longitudes (km)	
	Nx	Ny	Lx	Ly
0
1
2
...
...
Suma parcial	40	38	826.5	829
Suma total	78		1655.5	

Fuente: Hidrología, Universidad Nacional del Nordeste de Argentina

2.1.3.2.5. PERFIL LONGITUNAL Y PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE (Sc)

El perfil longitudinal es un gráfico que representa las distintas elevaciones del fondo del río desde su nacimiento hasta la desembocadura de la cuenca. La forma del perfil puede variar entre lineal, exponencial o logarítmica.

La pendiente media del cauce establece la inclinación promedio que tiene los drenajes desde el nacimiento hasta su desembocadura, como se muestra en el cuadro 2. Se convierte en una base para determinar aspectos importantes como la capacidad de arrastre de sedimentos de distintos tamaños, área de posible inundación en crecidas, tiempo de concentración, etc.

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

- Método I. Pendiente uniforme
- Método II. Compensación de áreas
- Método III. Ecuación de Taylor y Schwarz

Cuadro 2 Clasificación de terrenos según pendiente media

Pendientes Medias	Terrenos
0% a 3%	Llano
3% a 7%	Suave
7% a 12%	Medianamente accidentado
12% a 20%	Accidentado
20% a 35%	Fuertemente accidentado
35% a 50%	Muy fuertemente accidentado
50% a 75%	Escarpado
> 75%	Muy escarpado

Fuente: Villodas, Ruben, Hidrología, 2008

2.1.3.2.6. PENDIENTE DEL CAUCE DEL RIO, CRITERIO DE TAYLOR Y SCHWARZ

En general, la pendiente de un tramo de río se considera como el desnivel entre los extremos del tramo, dividido por la longitud horizontal de dicho tramo, de manera que:

$$S = \frac{H}{L}$$

Siendo:

- S pendiente del tramo del cauce
- H desnivel entre los extremos del tramo del cauce
- L longitud horizontal del tramo del cauce

Esta definición se aproxima al valor real de la pendiente cuando es reducida la longitud del tramo analizado. Una forma más precisa que la anterior de aproximarse al valor real consiste en aplicar el criterio de Taylor y Schwarz, que considera al río formado por una serie de canales de pendiente uniforme, en

los cuales el tiempo de recorrido del agua es igual al del río. Entonces, dividiendo al cauce principal del río en “m” tramos iguales de longitud Δx , el tiempo de recorrido por tramo será:

$$V_i = \frac{\Delta x}{t_i} \implies t_i = \frac{\Delta x}{V_i}$$

Siendo:

V_i velocidad media en el tramo i considerado

Δx longitud de cada tramo, igual a la longitud total del cauce dividido por el número de tramos m (Δx es igual para todos los tramos i considerados)

t_i tiempo de recorrido del flujo de agua por el tramo i considerado

Adoptando como válida la expresión de Chezy, se tiene que

$$V_i = C_i \cdot \sqrt{R h_i \cdot S_i} \implies V_i = K \cdot \sqrt{S_i}$$

Entonces el tiempo de recorrido del tramo será:

$$t_i = \frac{\Delta x}{K \cdot \sqrt{S_i}} \implies T = \sum t_i$$

Siendo:

V_i velocidad media del flujo de agua en el tramo i considerado

C_i coeficiente de Chezy en el tramo i considerado

$R h_i$ radio hidráulico en el tramo i considerado

S_i pendiente media en el tramo i considerado

K constante

T tiempo total del recorrido del flujo de agua por el cauce

El tiempo total de recorrido (T) será igual a la suma de los tiempos parciales de los “m” tramos, y puede calcularse como

$$T = \frac{L}{V} \implies V = K \cdot \sqrt{S} \implies T = \frac{L}{K \cdot \sqrt{S}}$$

Siendo:

L longitud total del cauce

V velocidad del flujo de agua por el cauce

S pendiente media del cauce

Igualando expresiones:

$$\frac{L}{K \cdot \sqrt{S}} = \sum \left(\frac{\Delta x}{K \cdot \sqrt{S_i}} \right) \implies \frac{L}{K \cdot \sqrt{S}} = \frac{\Delta x}{K} \cdot \sum \left(\frac{1}{\sqrt{S_i}} \right) ; m = \frac{L}{\Delta x}$$

$$\sqrt{S} = \frac{m}{\sum \left(\frac{1}{\sqrt{S_i}} \right)}$$

$$S = \left(\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right)^2$$

Siendo:

m número de segmentos iguales en los que se divide el cauce principal

Para la resolución, se debe confeccionar la siguiente tabla 3:

Tabla 3 Cómputo de la pendiente del cauce según Taylor y Schwarz

Tramo	Desnivel (m)	Pendiente del tramo Si (cm/km)	$\frac{1}{\sqrt{S_i}}$
1
2
...
...
...
m
		$\Sigma =$

Fuente: Hidrología, Universidad Nacional del Nordeste de Argentina

2.1.3.2.7. ÍNDICE DE PENDIENTE DE LA CUENCA (I_p)

El índice de pendiente de la cuenca es un parámetro que permite determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos y se calcula con la siguiente fórmula:

$$I_p = \left(\frac{H_M - H_m}{1000L_c} \right)^{0.5}$$

Dónde:

I_p : Índice de pendiente

H_M : Altitud máxima (msnm)

H_m : Altitud mínima (msnm)

2.1.3.2.8. COEFICIENTE DE MASIVIDAD (C_m)

Representa la relación entre la elevación media de la cuenca y su superficie. Este índice toma valores altos en cuencas montañosas y bajos en cuencas llanas.

$$C_m = \frac{H_m}{A}$$

Dónde:

Cm : Coeficiente de masividad (m/km)

Hm : Altitud media de la cuenca (msnm)

A : Área de la cuenca (km)

Un valor del coeficiente de masividad alto nos representa a cuencas pequeñas con grandes desniveles y por el contrario, valores pequeños de este coeficiente, hacen referencia a cuencas grandes con relieve poco pronunciado.

2.1.3.2.9. COEFICIENTE OROGRÁFICO (Co)

Definido por Fournier, establece un valor límite de 6 a partir del cual el relieve se puede considerar como acentuado y se define como:

$$C_o = \frac{H_m^2}{A}$$

Dónde:

Co : Coeficiente orográfico

Hm : Altitud media de la cuenca (m)

A : Área de la cuenca (km²)

Este parámetro expresa el potencial de degradación de la cuenca, crece mientras que la altura media del relieve aumenta y la proyección del área de la cuenca disminuye. Por esta razón toma valores bastante grandes para microcuencas pequeñas y montañosas, disminuyendo en cuencas extensas y de baja pendiente.

Este parámetro combina dos variables esenciales del relieve, su altura que influye en la energía potencial del agua y el área proyectada, cuya inclinación ejerce acción sobre la escorrentía directa por efecto de las precipitaciones.

Este importante parámetro adimensional ha servido para caracterizar el relieve de las cuencas hidrográficas y ha sido igualmente investigado con miras a obtener la degradación potencial del suelo bajo los efectos de la acción del clima.

2.1.3.3. PARÁMETROS DE LA RED DE DRENAJE

2.1.3.3.1. RÉGIMEN

El régimen de un drenaje está definido por la disponibilidad de agua en su cauce, en función de las épocas de lluvia, y del grado de alteración del terreno.

De esta forma se clasifican los drenajes en permanentes, si el flujo de agua por su cauce es continuo en cualquier época del año y a lo largo de todo el curso, semipermanentes si el flujo hídrico está influenciado directamente tanto por las épocas de lluvia como por los cambios presentes a lo largo del cauce por uso del suelo principalmente, que hacen profundizar el flujo y presentar discontinuidad superficial, y finalmente intermitentes cuando se presenta flujo superficial de agua solo en épocas de lluvia.

2.1.3.3.2. LA ESTRUCTURA DE LA RED DE DRENAJE

El análisis cuantitativo de redes hidrográficas se basa en el método de Horton (1945) de clasificación de la red de canales, basado en el sistema de Gravelius.

Strahler (1952, 1957), revisó y perfeccionó el esquema de Horton dando lugar al esquema de ordenación o de clasificación de Horton – Strahler, hoy en día el más utilizado en hidrología.

Las redes de drenaje pueden ser modeladas o representadas como árboles, los cuales están conformados por un conjunto de nodos conectados unos a

otros por segmentos de recta de manera que cada nodo tiene solo una ruta hacia la salida. Los nodos que se conectan a un solo segmento son llamados fuentes y los que conectan a más de uno son llamados uniones. Además los segmentos que se conectan a una fuente y a una unión se los denomina tramos exteriores o externos y a aquellos que se conectan a dos uniones se les denomina tramos interiores o internos.

Se considera que la cuenca tiene una única salida o punto de desagüe; Los puntos en los que se unen dos segmentos de canal son los nudos internos; Los nudos externos son aquellos a partir de los cuales se origina un segmento de canal (es decir, la cabecera de todos los tributarios de la cuenca).

Según Strahler una corriente puede tener uno o más segmentos. Un canal es una unión arbitraria de segmentos. Strahler ordena las corrientes de acuerdo los siguientes criterios:

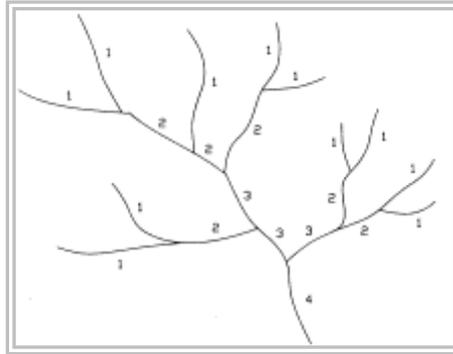
Los segmentos que se originan en un nudo externo son definidos como tramos de primer orden. Los segmentos que están unidos a una fuente (los que no tienen tributarios), son definidos como de primer orden.

Cuando dos segmentos del mismo orden, i , se unen en un nudo interior dan lugar a un segmento de orden superior, $i+1$, aguas abajo. Cuando se unen dos corrientes de orden ω crean una corriente de orden $\omega + 1$.

Cuando se unen dos tramos de distinto orden en un nudo interior dan lugar a un tramo que conserva el mayor de los órdenes. Cuando se unen dos tramos de distinto orden, el orden del segmento resultante es el máximo orden de los segmentos que la preceden. El orden de la cuenca es el de la corriente de mayor orden.

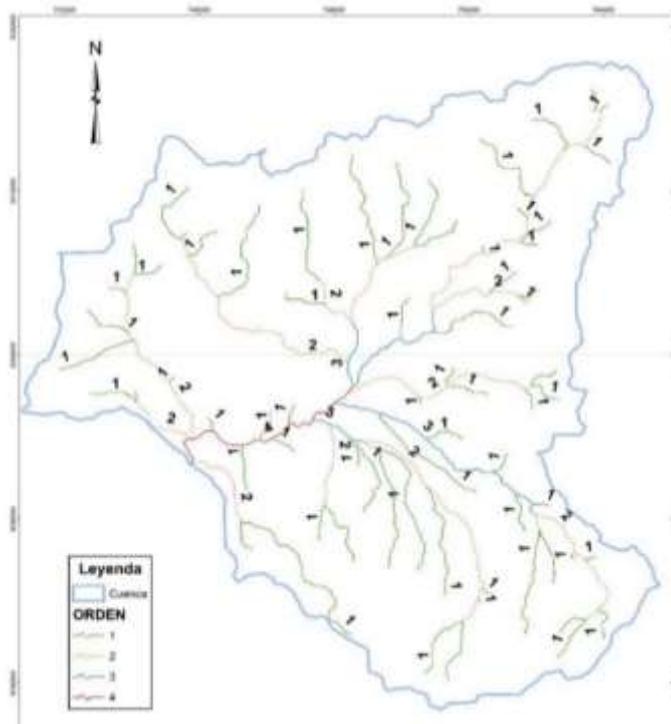
En la figura 11, se muestra un sencillo ejemplo de ordenación de una red hidrográfica según el criterio de Strahler. En la figura 12, se muestra el orden de drenaje de la cuenca el Vado.

Figura 11 Ordenación de una red de canales según Strahler



Fuente: http://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/orden_de_drenaje

Figura 12 Ordenación de una red de drenaje en la cuenca el Vado



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.1.3.3.3. DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)

Horton (1945) definió la densidad de drenaje de una cuenca como el cociente entre la longitud total de los canales de flujo pertenecientes a su red de drenaje y la superficie de la cuenca:

$$D_d = \frac{L_T}{A}$$

Dónde:

Dd : Densidad de drenaje (km-1)

LT : Longitud total de ríos (km)

A : Área de la cuenca (km²)

Este parámetro es, en cierto modo, un reflejo de la dinámica de la cuenca, de la estabilidad de la red hidrográfica y del tipo de escorrentía de superficie, así como de la respuesta de la cuenca a un chubasco. La densidad de drenaje es un indicador de la respuesta de la cuenca ante un aguacero, y, por tanto, condiciona la forma del hidrograma resultante en el desagüe de la cuenca.

A mayor densidad de drenaje, más dominante es el flujo en el cauce frente al flujo en ladera, lo que se traduce en un menor tiempo de respuesta de la cuenca y, por tanto, un menor tiempo pico del hidrograma.

La red de drenaje toma sus características, influenciada por las lluvias y la topografía. Por esto se tiene que para un valor alto de Dd corresponden grandes volúmenes de escurrimiento, al igual que mayores velocidades de desplazamiento de las aguas, lo que producirá ascensos de las corrientes.

La densidad de drenaje varía inversamente con la extensión de la cuenca. Con el fin de catalogar una cuenca bien o mal drenada, analizando su densidad de drenaje, se puede considerar los valores del siguiente cuadro 3.

Cuadro 3 Valores de densidad de drenaje

Características Drenaje	Dd
Regular Drenaje	0.0 a 1.0
Normal Drenaje	1.0 a 1.5
Buen Drenaje	> 1.5

Fuente: Universidad Técnica Particular de Loja de Ecuador

2.1.3.3.4. COEFICIENTE DE ESTABILIDAD DE RIO (C)

La constante de estabilidad de un río, es propuesta por Schumm (1956) como el valor inverso de la densidad de drenaje:

$$C = \frac{A}{L_T} = \frac{1}{D}$$

Dónde:

C : Coeficiente de estabilidad de río (km)

L_T : Longitud total de ríos (km)

A : Área de la cuenca (km²)

Representa, físicamente, la superficie de cuenca necesaria para mantener condiciones hidrológicas estables en una unidad de longitud de canal. Puede considerarse, por tanto, como una medida de la erosionabilidad de la cuenca. Así, regiones con suelo rocoso muy resistente, o con suelos altamente permeables que implican una elevada capacidad de infiltración, o regiones con densa cobertura vegetal, tienen valores altos de la constante de estabilidad y bajos de densidad de drenaje. Por el contrario, una baja constante de estabilidad, o una elevada densidad de drenaje, es característica de cuencas con rocas débiles, escasa o nula vegetación y baja capacidad de infiltración del suelo.

2.1.3.3.5. COEFICIENTE DE TORRENCIALIDAD (Ct)

El coeficiente de torrencialidad se obtiene multiplicando la densidad de drenaje por el número de cursos de orden 1, en relación con la superficie, entendiéndose que a mayor número de cursos de primer orden y menor superficie, la torrencialidad de la cuenca será mayor.

$$C_t = \frac{D_d \times NO_1}{A}$$

Dónde

Ct : Coeficiente de torrencialidad de río (km-3)

Dd : Densidad de drenaje (km-1)

A : Área de la cuenca (km²)

NO1 : Número de ríos de orden 1

2.1.3.4. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

También denominado tiempo de respuesta o de equilibrio, Llamas (1993) lo define como el tiempo requerido para que, durante un aguacero uniforme, se alcance el estado estacionario; es decir, el tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe. Se atribuye muy comúnmente $t_c = \frac{L}{V}$. Esto no se corresponde con el fenómeno real, pues puede haber puntos de la cuenca en los que el agua caída tarde más en llegar al desagüe que el más alejado. Además, debe tenerse claro que el tiempo de concentración de una cuenca no es constante; depende de la intensidad del chubasco, aunque muy ligeramente.

Por tener el concepto de tiempo de concentración una cierta base física, han sido numerosos los autores que han obtenido formulaciones del mismo, a partir

de características morfológicas y geométricas de la cuenca. A continuación, se muestran las fórmulas utilizadas para la bocatoma:

2.1.3.4.1. FÓRMULA DE KIRPICH

$$T_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Dónde:

- T_c : Tiempo de concentración (h)
- L : Longitud del cauce (m)
- S : Pendiente de la cuenca (m/m)

2.1.3.4.2. FÓRMULA DE U.S. CORPS OF ENGINEERS

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L^{0.76}}{S^{0.19}} \right)$$

Dónde:

- T_c : Tiempo de concentración (h)
- L : Longitud del cauce (km)
- S : Pendiente de la Cuenca (m/m)

2.1.3.4.3. FÓRMULA CALIFORNIA (U.S.B.R.)

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{J^{0.50}} \right)^{0.77}$$

Dónde:

- T_c : Tiempo de concentración (h)
- L : Longitud del cauce (km)

J : Pendiente de la Cuenca (m/m)

2.1.3.4.4. FÓRMULA DE GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3\sqrt{JxL}}$$

Dónde:

T_c : Tiempo de concentración (h)

A : Área de la cuenca (km²)

L : Longitud del cauce (km)

J : Pendiente de la Cuenca (m/m)

2.1.3.4.5. FÓRMULA DE U.S. HATHAWAY

$$T_c = 0.606 \frac{(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Dónde:

T_c : Tiempo de concentración (h)

L : Longitud del cauce (km)

S : Pendiente de la Cuenca (m/m).

N : Coeficiente de Manning

2.1.3.4.6. FÓRMULA AUSTRALIANA

$$T_c = \frac{58L}{(A^{0.1} * S^{0.2})x60}$$

Dónde:

T_c : Tiempo de concentración (h)

- A : Área de la Cuenca (km²)
 L : Longitud del cauce (km)
 S : Pendiente de la Cuenca (m/km)

2.1.3.4.7. FÓRMULA DE GEORGE RIVERO

$$T_c = \frac{16L}{(1.05 - 0.2p)(100S)^{0.04} \times 60}$$

Dónde:

- T_c : Tiempo de concentración (h)
 L : Longitud del cauce (km)
 S : Pendiente de la Cuenca (m/m).
 p : Relación entre el área cubierta de vegetación y el área de la cuenca, adimensional.

El tiempo de concentración para el modelo precipitación – escorrentía será el promedio geométrico de los valores obtenidos, lo que nos da una mejor representatividad de este parámetro para nuestra área de estudio.

2.1.3.5. CALIDAD DE AGUA

Para la determinación de la calidad se tomó una muestra de agua en el punto de captación seleccionado, y se hizo el análisis físico – químico de la muestra en el laboratorio de la Estación Experimental Santa Rita del Instituto Nacional de Innovación Agraria del Ministerio de Agricultura y Riego, según el análisis (cuadro 4) se tiene un pH de 7,27 que es ligeramente alcalino; C.E. 0,12 ds/m; CaCO₃: 83 ppm que indica agua blanda, cationes: 2.314 y aniones: 1.619.

Según la clasificación de Riverside, es un agua de clase C3-S1, agua de salinidad baja, que se puede utilizar para el riego de cultivos, utilizando cultivos

tolerantes a la salinidad; agua con bajo contenido de sodio (SDT. Solidos disueltos totales = 950.00 mg/lit).

Cuadro 4 Resultados de Análisis de Calidad de Agua

LABORATORIO DE ANALISIS DE SUELOS,AGUAS Y FOLIAR

NOMBRE O RAZON SOCIAL DEL SOLICITANTE	CONSORCIO ARMA
PROCEDENCIA	EL VADO - SALAMANCA- CONDESUYOS
MUESTRA	AGUA

CÓDIGO DE LABORATORIO	FECHA DE INGRESO	PROCEDENCIA DE LA MUESTRA	LOTE	TIPO DE ANALISIS	Nº DE INFORME
4418	20/02/2014	1	1	COMPLETO	4393

ANALISIS QUIMICO

CATIONES			GRADO DE RESTRICCION			
ELEMENTO	EQUIVALENCIA	VALOR	NINGUNO	BAJO	ALTO	SEVERO
SODIO (Na)	meq/l	0.565	████████			
POTASIO(K)	meq/l	0.082	████			
MAGNESIO(Mg)	meq/l	1.000	████████████████████			
CALCIO(Ca)	meq/l	0.667	████████			
SUMATORIA		2.314				

ANIONES			GRADO DE RESTRICCION			
ELEMENTO	EQUIVALENCIA	VALOR	NINGUNO	BAJO	ALTO	SEVERO
CLORUROS (Cl)	meq/l	0.427	████████			
SULFATOS (SO4)	meq/l	0.292	████			
CARBONATOS (CO3 Ca)	meq/l	0.000	█			
BICARBONATOS (HCO3)	meq/l	0.900	████████			
SUMATORIA		1.619				

	EQUIVALENCIA	VALOR	NO SALINO	BAJO	ALTO	SEVERO
C.E	dS/m	0.12	████████			

			ACIDO	NEUTRO	ALCALINO	
pH		7.27				
SAR		0.619				
PSI		24.417				
	CLASE	C3-S1				
DUREZA TOTAL ppm CaCO3						
VALOR	MUY BLANDA	BLANDA	SEMIBLAN DA	SEMIDU RA	DUR A	MUY DURA
83.00						

Fuente: laboratorio de la Estación Experimental Santa Rita del Instituto Nacional de Innovación Agraria del Ministerio de Agricultura y Riego.2014

Según los resultados obtenidos las aguas de clase C3-S1 son aguas de muy buena calidad para su uso en el riego de plantas, ya que no representa problemas de salinidad para el suelo ni de pérdida de infiltración por la cantidad de sodio que contiene. C3 corresponde a un valor de salinidad ligeramente alta, se puede utilizar en cultivos tolerantes a la salinidad. S1 representa el contenido de sodio que según los estándares empleados en el laboratorio no representan peligro para la permeabilidad del suelo, esta interpretación se basa en los estándares elaborados por la Universidad de California, Comité of Consultants 1974.

2.1.3.6. RESULTADOS DE LA CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE LA CUENCA

A continuación se presentan los resultados (ver cuadros N° 4 al 7)

Cuadro 5 Parámetros de forma

Parámetros	Sub Cuenca
	El Vado
Área (km ²)	878.487
Perímetro (km)	155.850
Longitud Río Lc (km)	42.740
Longitud Máxima Cuenca Lm (km)	37.460
Longitud Máxima Desagüe L (Km)	35.600
Ancho Máximo Cuenca Am (km)	40.500
Ancho Promedio Cuenca Ap (km)	23.451
Índice de compacidad (Kc)	1.483
Factor de Forma (Ff)	0.481
Radio de Elongación (Re)	0.893
Radio de Circularidad (Rc)	0.454

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Cuadro 6 Parámetros de relieve

Parámetros	Sub Cuenca
	El Vado
Altitud Máxima (msnm)	6,372.270
Altitud Máxima Río (msnm)	4,898.100
Altitud Mínima (msnm)	4,040.600
Altitud Media (msnm)	4,750.000
Altitud de Frecuencia Media (msnm)	4600-4700
Altitud Más Frecuente (msnm)	4300-5100
S cuenca (%)	12.68%
S Cauce (%)	1.50%
Índice de Pendiente de Cuenca (Ip)	0.115
Coefficiente de Masividad (Cm)	5.407
Coefficiente Orográfico (Co)	0.026

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Cuadro 7 Parámetros de La red de drenaje

Parámetros	Sub Cuenca
	El Vado
Longitud Total de Ríos (km)	371.900
Orden de Corriente	4.000
Número de Ríos Orden 1	70.000
Número de Ríos Orden 2	14.000
Número de Ríos Orden 3	4.000
Número de Ríos Orden 4	1.000
Densidad de Drenaje (Dd)	0.423
Coefficiente de Estabilidad (C)	2.362
Coefficiente de Torrencialidad (Ct)	0.034

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Cuadro 8 Tiempo de concentración

Parámetros	Sub Cuenca
	El Vado
Fórmula de Kirpich (h)	14.879
Fórmula de U.S. Corps (h)	18.069
Fórmula de California (h)	14.800
Fórmula de Giandotti (h)	2.918
Fórmula de U.S. Hathaway (h)	8.481
Fórmula Australiana (h)	12.318

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.2. TRATAMIENTO DE LA DATA HIDROMETEOROLÓGICA

Una de las áreas más descuidadas en el análisis de series hidrometeorológicas es el tratamiento de los datos históricos registrados por medición directa, por lectura o por conteo. Aquí tratamiento significa el ajuste de los datos históricos

a una condición homogénea, incluyendo la corrección de los posibles errores sistemáticos, completar y extensión de los mismos y la reducción de los datos a condiciones naturales.

Nunca o no siempre hay suficientes datos disponibles en el lugar y en la forma correcta que cubran su necesidad.

Para obviar estos inconvenientes, antes que todo se debe prestar la mayor importancia y fijarse en el tipo de datos disponibles para examinar sus características y confiabilidad de la información, lo cual se logra en forma eficiente planteándose y solucionándose las siguientes interrogantes:

¿Es confiable la información disponible?

¿Está completa dicha información?

¿Es suficiente la información disponible?

La primera pregunta se soluciona realizando un análisis de consistencia de la información disponible, mediante criterios físicos y métodos estadísticos que permitan identificar, evaluar y eliminar los posibles errores sistemáticos que han podido ocurrir.

Las otras dos preguntas restantes se solucionan realizando los procesos de completar y extensión de datos mediante metodologías confiables, pero recordando que nada puede sustituir al dato original y directo, verificando cada vez que la acumulación de nuevos datos permita mejorar los cálculos.

2.2.1. ANÁLISIS DE VARIABLE METEOROLÓGICAS

A) Temperatura

La estación Salamanca, ubicada a una altitud de 3,380 msnm, registra la menor temperatura (11.2 °C) en el mes de julio y la mayor temperatura (13.4 ° C) en el mes de noviembre.

En la tabla 4, se muestra la temperatura media mensual para la estación Salamanca.

Tabla 4 Temperatura Media Mensual (°C) – Estación Salamanca

ESTACIO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PRO
Salamanc	12.8	12.7	12.4	13.	12.5	11.7	11.2	12.0	12.1	13.0	13.4	13.1	12.5

Fuente: Evaluación de los recursos hídricos de la cuenca del río Ocoña-Estudio Hidrológico

B) Humedad Relativa

La distribución mensual de humedad relativa en la estación Salamanca, se muestra en la tabla 5, registrándose un valor máximo en el mes de marzo (73%) y un valor mínimo en el mes de junio (51.0%).

Tabla 5 Humedad Relativa Media Mensual – Estación Salamanca

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
Chiquian	68	72	73	69	64	51	54	67	67	61	67	65	61

Fuente: Evaluación de los recursos hídricos de la cuenca del río Ocoña-Estudio Hidrológico

C) Evapotranspiración Potencial – ETP

La evapotranspiración potencial – ETP es la cantidad máxima de agua capaz de ser perdida por una capa continua de vegetación que cubra todo el terreno cuando es ilimitada la cantidad de agua suministrada al suelo. Adicionalmente es un elemento importante dentro del balance hídrico, debido a que es el principal parámetro responsable del déficit hidrológico.

Debido a que es difícil medir directamente la evapotranspiración (por medio de lisímetros), la solución empleada por la mayor parte de estudios hidrológicos es la estimación de la evapotranspiración potencial (ETP) con la ayuda de diferentes fórmulas que relacionen la ETP con elementos del clima. Algunas fórmulas resultan de un ajuste estadístico (Thornthwaite, Blaney-Criddle, Turc, Espinar, Riou, etc), y otros resultan de un razonamiento físico basado en un balance energético (Penman, Bouchet, Brochet-Gerbier, Penman-Monteith).

Penman define la evapotranspiración potencial - ETP como la cantidad de agua perdida por una capa continua de vegetación que cubra todo el terreno cuando es ilimitada la cantidad de agua suministrada al suelo. Adicionalmente es un elemento importante dentro del balance hídrico, debido a que es el principal parámetro responsable del déficit hidrológico. Donde en el tabla 6, se muestra la Evapotranspiración Potencial Mensual de la estación Salamanca

Para el presente estudio la ETP ha sido calculada con la fórmula de FAO Penman- Monteith que describimos a continuación:

$$ET_o = \frac{0.408\Delta(R_n - G) + \gamma \frac{900}{T + 273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma (1 + 0.34u_2)}$$

Donde:

ETo: Evapotranspiración potencial (mm/jour),

Rn: Radiación neta (MJ/m² jour)

G: Radiación global (MJ/ m² jour)

T: Temperatura (°C)

u2: Velocidad de viento (m/s)

es: Presión de vapor saturado (kPa)

ea: Presión de vapor de aire (kPa)

Δ: Pendiente de la curva de presión de vapor saturado (kPa/°C)

γ: Constante psicométrica (kPa/ °C)

La ecuación de FAO Penman-Monteith necesita de para estimar la ETP datos meteorológicos de temperatura, humedad, velocidad de viento y radiación. Cuando no contamos con estos datos es altamente recomendado seguir el procedimiento de FAO para la estimación de estos parámetros. Esta metodología está basada en el uso de tablas y ecuaciones empíricas. La metodología completa podemos encontrarla en las publicaciones de FAO. En su página Web (www.fao.org/docrep/X0490E/x0490e08.htm#eto_calculated_with_different_time_steps) podemos encontrar un ejemplo ilustrado del cálculo de ETP mensual a partir sólo de datos de temperatura.

Tabla 6 Evapotranspiración Potencial Mensual (mm) – Estación Salamanca

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
Salamanca	100.9	88.8	96.5	78.8	66.4	57.3	59.3	70.4	85.8	98.4	103	105.1	84.2

Fuente: Evaluación de los recursos hídricos de la cuenca del río Ocoña-Estudio Hidrológico

D) Precipitación

La precipitación es una de las variables hidrometeorológicas muy importantes para evaluar y calcular la disponibilidad del recurso hídrico.

Como en la zona en estudio no se cuenta con estaciones pluviométricas, ha sido necesario desarrollar un modelo regional que relacione la precipitación media anual con la altitud.

Las estaciones consideradas en la regionalización de la precipitación media anual, son estaciones delimitadas por el polígono de Thiessen de acuerdo a su área de influencia. En la tabla 7, se muestra la precipitación total mensual

Tabla 7 Precipitación Total Mensual (mm) – Estación Salamanca

ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
----------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------

Salamanca	83.8	94.3	88.2	22	3.7	2.0	2.7	5.7	7.0	10.2	10.2	33	30.2
-----------	------	------	------	----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	----	------

Fuente: Evaluación de los recursos hídricos de la cuenca del río Ocoña-Estudio Hidrológico

2.2.2. RED DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICA

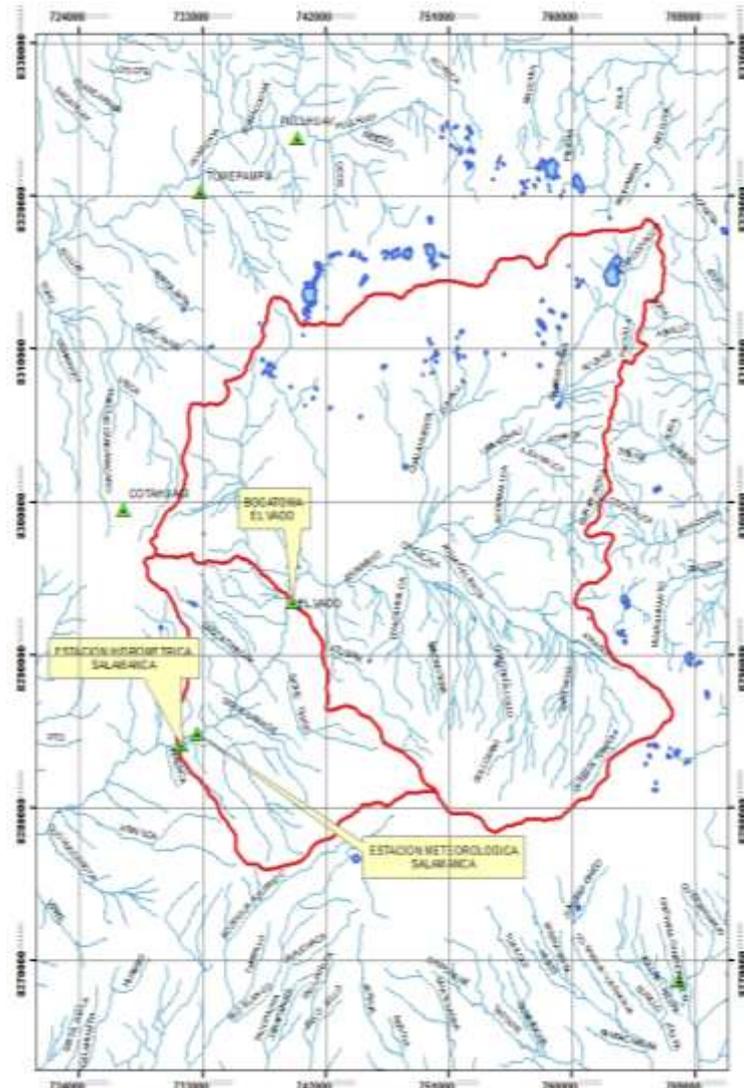
Para el desarrollo de la Bocatoma se tuvo la información hidrometeorológica correspondiente a las estaciones hidrométrica y climatológica Salamanca (cuadro 9), operadas por SENAMHI, que se hallan cerca al área de estudio y cuentan con datos suficientes y actualizados. En la figura 13, se muestra dónde están localizadas las estaciones hidrometeorológicas.

Cuadro 9 Estaciones Hidrometeorológicas

ESTACION	TIPO	UBICACIÓN					
		REGION	GEOGRAFICA		ALTITUD (m.s.n.m.)	ENTIDAD	
			Latitud S	Longitud W			
1.- Salamanca	CLI	Arequipa	15° 30' 00"	72° 50' 00"	3,203.00	Senamhi	
2.- Salamanca	HID	Arequipa	15° 51' 00"	72° 50' 00"	3,200.00	Senamhi	

Fuente: ANA-<http://www.ana.gob.pe:8080/snirh2/consHidrometria.aspx>

Figura 13 Ubicación de las Estaciones Hidrometeorológica de Salamanca



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.2.3. REGISTRO DE PRECIPITACIONES Y DESCARGA MENSUALES

El análisis de los registros de precipitaciones y descargas mensuales nos conducirá a escoger la mejor distribución de probabilidad que se ajusta a nuestros datos y con esta distribución finalmente determinar los caudales estacionales.

Para el cálculo de los parámetros estadísticos se usará la serie de precipitaciones y descargas mensuales de la estación Salamanca. Los registros se muestran en los siguientes cuadros:

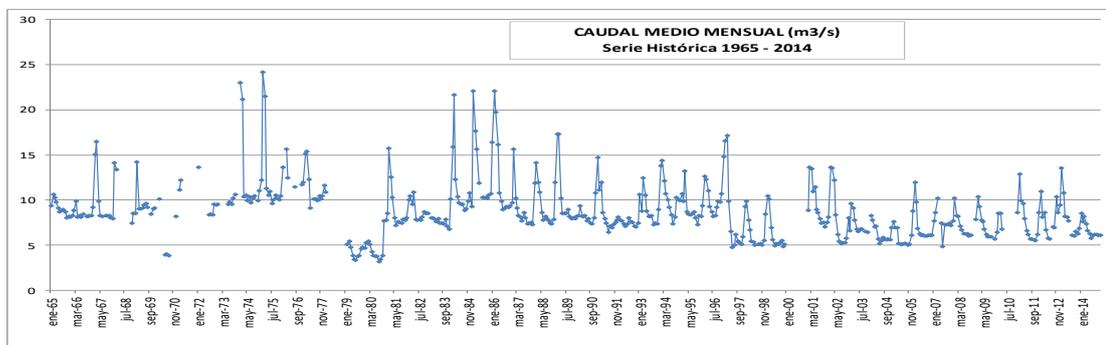
Tabla 8 Precipitación Total Mensual – Estación Salamanca

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)													
Código :	801		Departamento :	AREQUIPA		Latitud :	72° 50' 0.00"						
Nombre :	SALAMANCA		Provincia :	CONDESUYOS		Longitud :	15° 30' 0.00"						
Tipo de estación :	CLIMÁTICA		Distrito :	SALAMANCA		Altitud :	3203						
AÑO	MESES												
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1964	11.00	17.00		0.00					1.00		5.00	85.00	119.00
1965	37.00	109.00	17.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.00	0.00	2.00	5.00	188.00
1966	38.00	4.00	32.00	4.00	5.00	0.00	12.00	28.00	1.00	10.00	2.00	25.00	161.00
1967	162.00	217.00	158.00	53.00	1.00	0.00	4.00	5.00	2.00	0.00	3.00	21.00	626.00
1968	43.00	23.00	33.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	7.00	0.00	29.00	48.00	185.00
1969	37.00	61.00	61.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.00	195.00
1970	92.00	56.00	28.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	181.00
1971	68.00	55.00	43.00	30.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	296.00
1972	342.00	189.00	415.00	22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.00	61.00	4.00	39.00	1,078.00
1973	201.00	196.00	324.00	136.00	0.00	0.00	0.00	7.00	30.00	0.00	21.00	17.00	932.00
1974	219.00	152.00	19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	78.00	3.00	0.00	9.00	26.00	506.00
1975	31.00	209.00	325.00	40.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00	663.00
1976	122.00	88.00	84.00	0.00	0.00	0.00	16.00	6.00	39.00	0.00	0.00	0.00	355.00
1977	0.00	136.00	61.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.00	19.00	21.00	243.00
1978	45.00	24.00	30.00	7.00	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	9.00	18.00	3.00	139.00
1979	31.00	86.00	176.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	68.00	0.00	0.00	361.00
1980	0.00	0.00	53.00	8.00	0.00	0.00	14.00	0.00	0.00	27.00	25.00	0.00	127.00
1981	24.00	172.00	20.00	51.00	0.00	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	2.00	95.00	372.00
1982	15.00	57.00	31.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	13.00	12.00	27.00	168.00
1983	23.00	23.00	31.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.00	0.00	0.00	20.00	119.00
1984	52.00	268.00	82.00	3.00	0.00	6.00	0.00	5.00	0.00	10.00	41.00	8.00	475.00
1985	0.00	123.00	51.00	23.00	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.00	16.00	236.00
1986	83.00	90.00	47.00	3.00	14.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	9.00	103.00	358.00
1987	126.00	30.00	15.00	0.00	0.00	1.00	16.00	0.00	0.00	6.00	0.00	0.00	194.00
1988	138.00	83.00	62.00	7.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	53.00	350.00
1989	49.00	105.00	57.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.00	9.00	0.00	227.00
1990	8.00	44.00	54.00	0.00	0.00	22.00	0.00	0.00	3.00	0.00	56.00	98.00	285.00
1991	74.00	13.00	57.00	15.00	0.00	16.00	0.00	0.00	0.00	10.00	0.00	5.00	190.00
1992	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	11.00	12.00
1993	82.00	54.00	36.00	3.00	0.00	0.00	0.00	12.00	0.00	4.00	0.00	15.00	206.00
1994	107.00	130.00	40.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	286.00
1995	75.00	1.00	103.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	26.00	46.00	255.00
1996	26.00	102.00	42.00	2.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	6.00	4.00	183.00
1997	86.00	89.00	26.00	0.00	0.00	0.00	0.00	43.00	20.00	0.00	0.00	71.00	335.00
1998	144.00	104.00	37.00	4.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00	54.00	352.00
1999	71.00	120.00	151.00	17.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	27.00	0.00	10.00	399.00
2000	120.00	78.00	55.00	2.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	0.00	9.00	272.00
2001	47.00	179.00	122.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	3.00	0.00	0.00	364.00
2002	35.00	89.00	77.00	53.00	1.00	0.00	23.00	0.00	0.00	0.00	13.00	22.00	313.00
2003	39.00	64.00	32.00	6.00	9.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	21.00	173.00
2004	69.00	92.00	30.00	0.00	0.00	0.00	17.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.00	224.00
2005	51.00	44.00	38.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.00	0.00	0.00	33.00	189.00
2006	39.00	97.00	65.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	208.00
2007	70.00	112.00	76.00	11.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.00	283.00
2008	150.00	44.00	13.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.00	222.00
2009	51.00	127.00	42.00	20.00	0.00	0.00	15.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.00	261.00
2010	36.00	115.00	35.00	13.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.00	220.00
2011	79.00	112.00	15.00	24.00									230.00
PROMEDIO	71.83	91.31	72.36	12.71	1.20	1.22	2.65	4.39	3.85	5.83	7.13	26.70	301.18
Nº DATOS	48.00	48.00	47.00	48.00	46.00	46.00	46.00	46.00	47.00	46.00	47.00	47.00	

Fuente: ANA-<http://www.ana.gob.pe:8080/snrh2/consHidrometria.aspx>

Tabla 9 Descarga Media Mensual – Estación Salamanca.

CAUDAL MEDIO MENSUAL (m3/s)													
Código	204501			Departamento		AREQUIPA			Latitud		72° 50' 00"		
Nombre	SALAMANCA			Provincia		CONDESUYOS			Longitud		15° 51' 00"		
Tipo de Estación	HIDROMETRICA			Distritp		SALAMANCA			Altitud		3200		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
1965	9.37	10.58	10.26	9.80	9.12	8.67	8.83	8.96	8.70	8.03	8.24	8.11	9.06
1966	8.31	8.88	9.90	8.15	8.31	8.10	8.45	s/d	8.18	8.17	8.27	8.27	8.45
1967	9.18	15.01	16.48	9.86	8.27	8.18	s/d	8.28	8.28	8.27	8.01	7.99	9.80
1968	14.16	13.36	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	7.46	8.56	10.88
1969	8.56	14.23	9.03	9.03	9.08	9.45	9.62	9.18	s/d	8.47	9.01	9.14	9.53
1970	s/d	s/d	10.08	s/d	s/d	3.90	4.00	3.88	s/d	s/d	s/d	8.16	6.01
1971	s/d	11.10	12.21	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	11.65
1972	13.67	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	8.40	8.45	8.33	9.53	9.47	9.57	9.63
1973	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	9.54	9.78	9.56	10.24	10.59	s/d	s/d	9.94
1974	22.94	21.11	10.35	10.50	9.99	10.40	9.72	10.16	10.41	s/d	9.91	11.06	12.41
1975	12.24	24.17	21.48	11.31	10.56	10.92	9.60	10.05	10.51	10.24	10.06	10.45	12.63
1976	13.60	s/d	15.65	12.48	s/d	s/d	s/d	11.42	s/d	s/d	s/d	11.67	12.96
1977	11.94	15.09	15.36	12.27	9.09	s/d	10.12	10.09	9.97	10.44	10.12	10.44	11.36
1978	11.63	10.90	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	11.26
1979	s/d	5.12	5.43	4.77	3.87	3.44	3.33	3.75	3.85	4.59	4.77	4.71	4.33
1980	5.26	5.42	5.08	4.26	3.85	3.78	3.79	3.17	3.41	3.89	7.66	7.79	9.78
1981	8.53	15.71	12.52	10.28	8.00	7.19	7.59	7.55	7.46	7.84	7.81	8.07	9.05
1982	10.07	10.47	9.55	10.88	7.85	7.77	7.85	7.81	8.11	8.70	8.57	8.52	8.85
1983	s/d	8.04	8.05	7.91	7.63	7.91	7.47	7.47	7.39	7.83	7.08	6.80	7.60
1984	10.16	15.85	21.60	12.27	10.37	9.67	9.53	9.56	8.85	9.07	9.88	10.81	11.47
1985	9.27	22.09	17.64	15.61	11.86	s/d	10.28	10.25	10.31	10.17	10.51	10.70	12.61
1986	16.37	22.02	19.70	16.15	10.77	9.89	8.93	9.14	9.28	9.23	9.39	9.68	12.55
1987	15.59	10.22	9.10	8.28	8.10	7.73	8.58	8.02	7.36	7.41	7.54	7.29	8.77
1988	11.84	14.14	11.96	10.83	8.58	7.76	8.21	7.93	7.68	7.46	7.33	7.88	9.30
1989	11.93	17.28	17.28	10.20	8.55	8.55	8.51	8.91	8.20	7.97	8.01	7.94	10.28
1990	8.22	8.30	9.34	8.19	8.19	8.30	7.69	7.92	7.48	7.37	8.07	10.78	8.32
1991	14.69	11.12	11.98	8.65	7.95	7.41	6.45	7.08	6.95	7.26	7.54	7.81	8.74
1992	8.10	7.75	7.68	7.36	7.14	7.35	8.05	7.64	7.56	7.14	7.04	7.44	7.52
1993	10.66	8.81	12.47	10.54	8.81	8.23	8.19	8.32	7.32	7.41	7.33	8.91	8.92
1994	13.75	14.34	12.15	10.74	10.04	9.20	8.37	7.35	8.09	10.29	10.05	9.96	10.36
1995	10.72	9.89	13.20	8.68	8.45	8.39	8.44	8.66	8.00	7.29	8.28	8.17	9.01
1996	9.39	12.59	12.27	11.03	9.25	8.74	8.16	8.27	9.21	9.86	9.82	10.70	9.94
1997	14.82	16.51	17.09	9.86	6.50	4.81	5.04	6.18	5.44	5.27	5.14	5.91	8.55
1998	9.32	9.89	7.80	6.69	5.41	5.40	5.00	s/d	5.11	5.23	5.00	5.52	6.40
1999	8.47	10.46	10.15	6.94	5.61	4.91	5.15	5.07	5.29	5.57	4.83	5.08	6.46
2000	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d	s/d
2001	8.83	13.64	13.44	10.92	11.48	8.96	8.59	7.95	7.44	7.50	7.07	7.52	9.45
2002	8.10	13.64	13.51	12.23	8.40	6.19	5.44	5.16	5.25	5.30	5.80	8.06	8.09
2003	6.62	9.60	9.13	7.82	6.78	6.57	6.80	6.78	s/d	6.49	6.45	s/d	7.30
2004	8.26	7.75	7.05	7.10	5.69	5.23	5.53	5.85	5.73	5.64	5.67	5.65	6.26
2005	6.91	7.58	6.96	6.92	5.19	5.09	5.10	5.16	5.19	5.04	5.08	6.13	5.86
2006	8.78	11.93	9.74	6.84	6.27	6.13	6.09	6.03	6.07	6.07	6.15	6.11	7.18
2007	7.71	8.59	10.16	s/d	7.48	4.85	7.30	7.28	7.31	7.45	7.18	7.69	7.54
2008	10.17	8.25	8.19	7.13	6.66	6.30	6.31	6.24	6.03	6.10	s/d	s/d	7.14
2009	7.85	10.38	9.32	7.80	7.61	6.80	6.22	5.93	5.97	5.96	s/d	5.73	7.23
2010	6.47	8.56	8.51	6.76	s/d	7.58							
2011	8.65	12.86	9.92	9.61	7.95	6.61	6.16	5.72	5.67	5.65	5.57	6.24	7.55
2012	8.58	10.96	8.13	8.59	6.71	5.79	5.66	s/d	7.04	6.99	10.37	8.65	7.95
2013	9.47	13.53	10.83	8.21	8.16	7.74	s/d	6.15	6.01	6.50	6.27	6.85	8.16
2014	8.54	7.61	8.21	7.39	6.63	6.24	5.77	6.11	6.17	6.21	6.14	6.11	6.76
PROMEDIO	10.40	12.12	11.46	9.31	7.96	7.27	7.34	7.49	7.34	7.42	7.66	8.11	8.66
N°DATOS	44	45	45	42	41	41	42	42	41	42	41	43	42.42



Fuente: ANA-<http://www.ana.gob.pe:8080/snirh2/consHidrometria.aspx> Informe

N°016-SENAMHI-DR6-2015

2.2.4. ANÁLISIS EXPLORATORIO DE DATOS

El análisis de la información pluviométrica realizado consistió en desarrollar los siguientes temas:

- Análisis exploratorio de datos
- Completar y extender la información de la precipitación total mensual

2.2.4.1. ANÁLISIS DESCRIPTIVO DE SERIES TEMPORALES Y OUTLIERS

Las técnicas comprendidas dentro de este tema ayudan, por un lado, a entender el comportamiento global de una serie y a conocer las componentes que pueden estar contenidas en ella. Son útiles, además, cuando se trabaja con modelos, durante la etapa de identificación, para encontrar la estructura del modelo adecuada en principio a la serie de tiempo considerada. Los procedimientos aplicados son los gráficos box plot y de dispersión.

Las características generales y estadísticas de las estaciones utilizadas, se presentan en la figura N° 14 y 15, esta última incluyen los siguientes parámetros insesgados:

Media aritmética
$$\bar{X} = \frac{\sum_{j=1}^n x_j}{n} \quad (1)$$

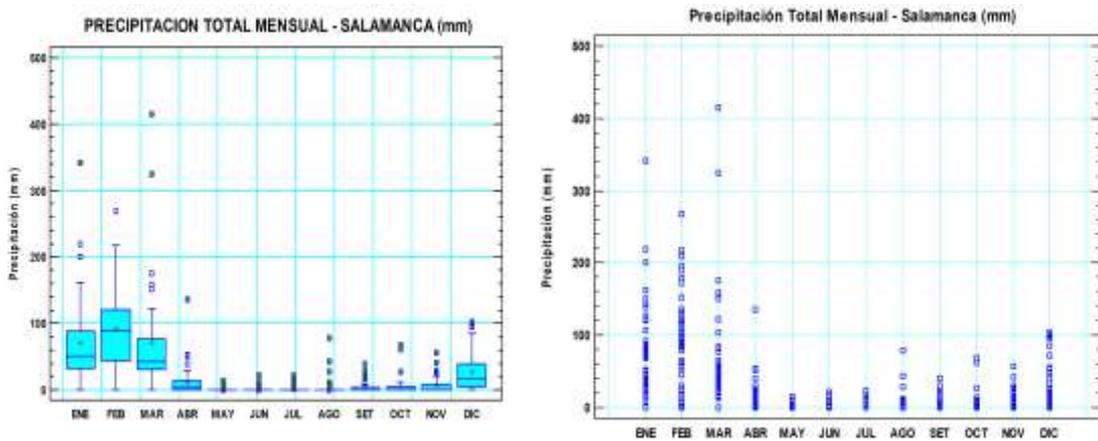
Desviación estándar
$$S = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (x_j - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad (2)$$

$$C_s = \frac{n \sum_{j=1}^n (x_j - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \quad (3)$$

Coeficiente de asimetría

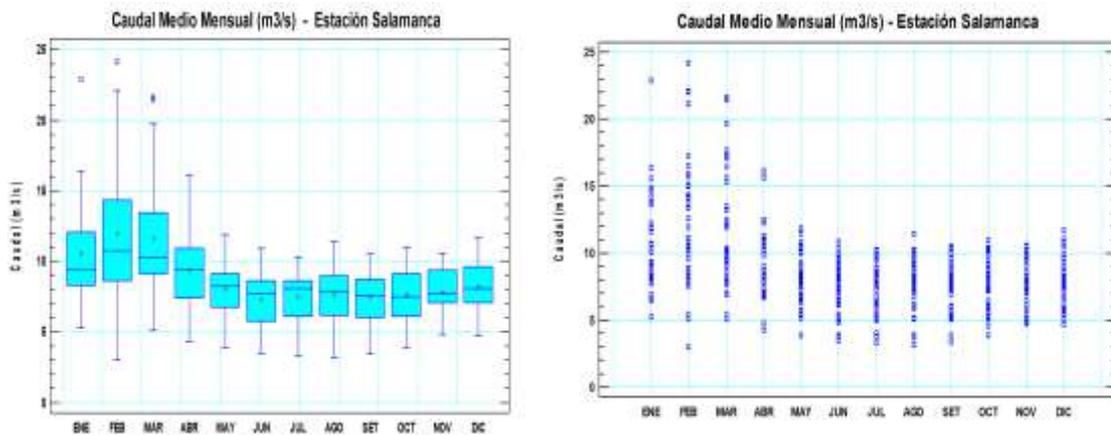
En las expresiones anteriores, x_i son los n valores disponibles en cada registro de precipitación máxima diaria anual en milímetros.

Figura 14 Gráfico box plot y dispersión – Precipitación Total Mensual – Salamanca



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Figura 15 Gráfico box plot y dispersión – Caudal Medio Mensual – Salamanca.



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

En la figura N° 14 y 15 se puede apreciar el comportamiento de las variables estadísticas respecto a la media de la estación seleccionada, además se aprecia que existen puntos dispersos sobre la caja, lo que indica la existencia de outliers, que para el análisis no se han de eliminar, debido a que analizaremos el comportamiento aleatorio de la serie. Los puntos o datos se concentran alrededor de la media y mediana como se aprecia tanto en el gráfico Box plot y dispersión según muestra.

De la cantidad de datos obtenidos, por cada estación se muestra la estadística descriptiva. De la estación climatológica en la tabla 10 y en la estación hidrométrica en la tabla 11.

Tabla 10 Estadística Descriptiva: Estación Climatológica.

	Recuento	Promedio	Desviación Estándar	Coefficiente de Variación	Mínimo	Máximo	Rango
ENE	48	71.8333	65.0968	90.6219%	0	342.0	342.0
FEB	48	91.3125	62.5042	68.4508%	0	268.0	268.0
MAR	47	72.3617	83.9657	116.036%	0	415.0	415.0
ABR	48	12.7083	23.0411	181.307%	0	136.0	136.0
MAY	46	1.19565	3.01566	252.219%	0	14.0	14.0
JUN	46	1.21739	4.15753	341.511%	0	22.0	22.0
JUL	46	2.65217	5.96366	224.859%	0	23.0	23.0
AGO	46	4.3913	13.5441	308.431%	0	78.0	78.0
SET	47	3.85106	8.457	219.602%	0	39.0	39.0
OCT	46	5.82609	14.1222	242.395%	0	68.0	68.0
NOV	47	7.12766	12.0156	168.577%	0	56.0	56.0
DIC	47	26.7021	29.5384	110.622%	0	103.0	103.0
Total	562	25.4733	49.5742	194.612%	0	415.0	415.0

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Tabla 11 Estadística Descriptiva: Estación Hidrométrica Salamanca.

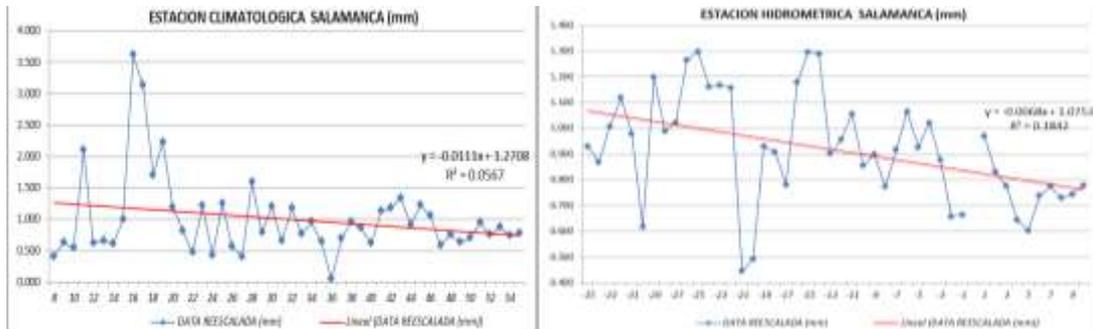
	Recuento	Promedio	Desviación Estándar	Coefficiente de Variación	Mínimo	Máximo	Rango
ENE	44.00	10.40	3.253	31.27%	5.26	22.94	17.68
FEB	45.00	11.92	4.518	37.90%	3.00	24.17	21.17
MAR	45.00	11.47	3.964	34.57%	5.08	21.60	16.52
ABR	42.00	9.31	2.476	26.61%	4.26	16.15	11.89
MAY	41.00	7.96	1.839	23.11%	3.85	11.86	8.01
JUN	41.00	7.27	1.871	25.73%	3.44	10.92	7.48
JUL	42.00	7.34	1.841	25.10%	3.33	10.28	6.95
AGO	42.00	7.49	1.897	25.34%	3.17	11.42	8.25
SET	41.00	7.34	1.757	23.95%	3.41	10.51	7.10
OCT	42.00	7.42	1.734	23.39%	3.89	10.59	6.70
NOV	41.00	7.66	1.702	22.23%	4.77	10.51	5.74
DIC	43.00	8.11	1.794	22.13%	4.71	11.67	6.96
Total	509.00	8.64	2.387	26.78%	4.01	14.39	10.37

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.2.4.2. ANÁLISIS DE ESTACIONAREIDAD

Series estacionarias son aquellas que provienen de regímenes hidrológicos que no han sufrido alteraciones naturales o artificiales, miden la falta de tendencia en la serie de datos, una posibilidad es usar una regresión lineal y evaluar la significancia de la pendiente. En este caso, se pueden dividir los datos de la serie por su media (eje Y) y a los años se les resta 2000 (eje x), como se muestra en la figura 16.

Figura 16 Test de Estacionaridad climatológica de la estación climatológica e hidrométrica



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

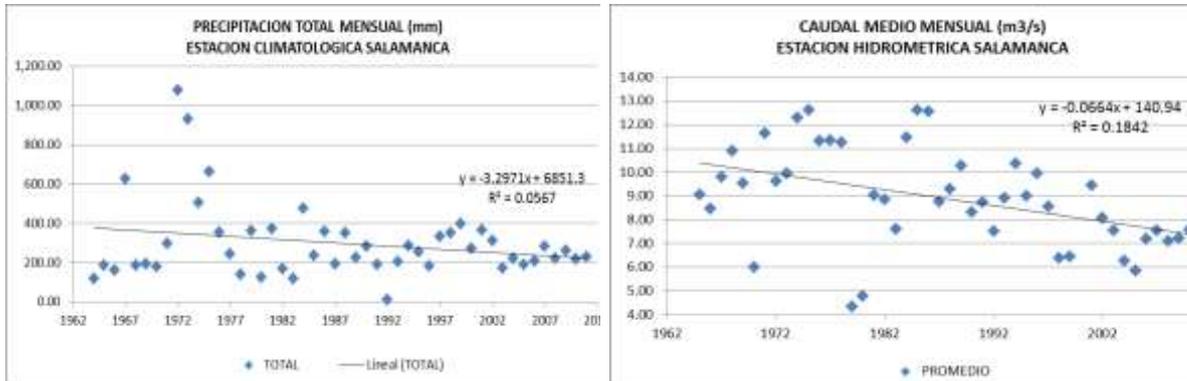
De la figura se puede deducir, que la estación Salamanca es estacionaria, pues no se presenta tendencia significativas en su serie histórica 1964 – 2010.

2.2.4.3. ANÁLISIS DE INDEPENDENCIA SERIAL

Otro de los supuestos, aunque es difícil de cumplir en el análisis de variables ambientales, es la independencia entre las series provenientes de distintas muestras (meses).

Un procedimiento sencillo es comparar en un gráfico la correlación entre la serie de datos y si esta tiene alguna tendencia, no indica que la serie no tiene independencia, por el contrario un dato dependerá de otro, según el comportamiento de la estación, la dispersión o concentración alrededor de una curva, indicando mayor o menor o correlación nula, lo que en definitiva nos explica la independencia o dependencia entre series analizadas. Como se muestra en la figura 17.

Figura 17 Análisis de independencia serial de la estación climatológica e hidrométrica



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.2.4.4. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA U HOMOGENEIDAD

Este supuesto se refiere a la ausencia de un error sistemático aparecido en alguna estación, producto de un cambio en su posición o característica de funcionamiento.

Puede ser abordado mediante uso de curvas de doble masa, aunque hay procedimientos más modernos, como el que ofrece el programa estadístico Rainbow v2.2 (Interuniversity programme in Water Resources Engineering. K.U.Leuven – Vrije University Brussel IUPWARE, Bélgica), que se basa en las desviaciones acumuladas de la media:

$$S_k = \sum_{i=1}^k (X_i - \bar{X}) \quad k = 1, \dots, n \quad (4)$$

Para un registro homogéneo que se puede esperar que el SK fluctúa alrededor de cero, ya que no hay un patrón sistemático en las desviaciones de la X_i de su valor medio

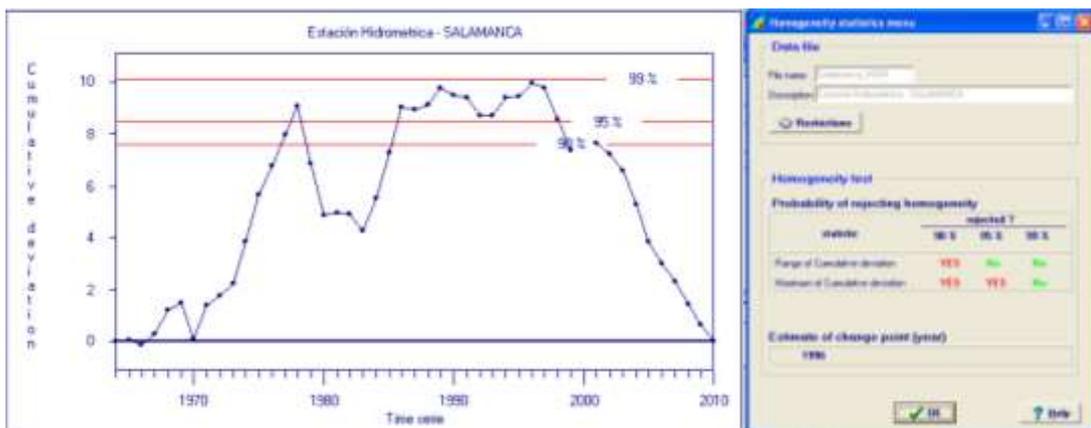
Los figuras 18 y 19, muestran los test donde indican que las series son homogéneas y consistentes al 95% y 99%.

Figura 18 Test de homogeneidad para la estación climatológica



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Figura 19 Test de homogeneidad para la estación hidrométrica



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.2.5. MÉTODO DE TRANSPOSICIÓN DE CUENCAS

Para la generación de series sintéticas en el punto de interés (El Vado), se utilizó complementariamente un modelo de generación determinística, debido a la no existencia de registros históricos de caudales en el punto de interés.

Este modelo de generación determinística permite generar series sintéticas directamente desde una estación de registro de caudales hacia puntos de

interés, mediante proporción de áreas y caudales, la expresión matemática del modelo es:

$$Q_S = \frac{A_S}{A_R} * Q_R$$

Donde:

QS = Caudal generado en el punto de interés (cuenca sin registro) El Vado

QR = Caudal de la estación con registro (Salamanca)

AS = Área de influencia de la cuenca sin registro (El Vado)

AR = Área de influencia de la cuenca con registro (Salamanca)

La estación base a partir de la cual se hizo la generación de series sintéticas es la Estación Hidrométrica Salamanca, ubicada en el río del mismo nombre, correspondiente al periodo 1964 - 2010, cuya serie de caudales medios mensuales completados se presentan a continuación.

RESULTADOS

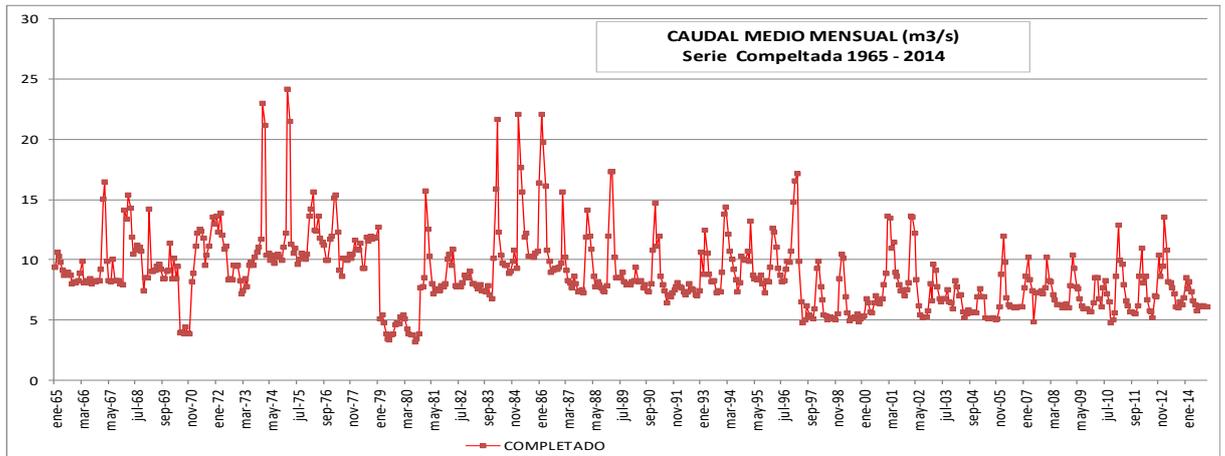
Al realizar todos los análisis acerca de la estación Salamanca que no presenta tendencias significativas y que las series son homogéneas y consistentes al 95 % y 99%. Comenzamos a completar los caudales faltantes con el método de regresión lineal simple y aleatoria, como se muestra en la tabla 12 y un histograma en la figura 20.

Tabla 12 Caudales Completados (m3/s)

CAUDALES COMPLETADOS (m3/s)													
ESTACION HLG SALAMANCA													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
1965	9.37	9.37	9.37	9.37	9.37	9.37	9.37	9.37	9.37	9.37	9.37	9.37	9.06
1966	8.31	8.88	9.90	8.15	8.31	8.10	8.45	8.06	8.18	8.17	8.27	8.27	8.42
1967	9.18	15.01	16.48	9.86	8.27	8.18	10.07	8.28	8.28	8.27	8.01	7.99	9.77
1968	14.16	13.36	15.42	14.28	11.89	10.42	10.75	11.24	11.07	10.74	7.46	8.56	12.77
1969	8.56	14.23	9.03	9.03	9.08	9.45	9.62	9.18	8.41	8.47	9.01	9.14	9.36
1970	11.41	8.49	10.08	8.46	9.44	3.90	4.00	3.88	4.41	3.91	3.83	8.16	7.07
1971	8.87	11.10	12.21	12.52	12.36	11.83	9.52	10.40	11.13	11.14	13.58	13.00	8.61
1972	13.67	12.33	13.85	12.01	10.91	11.13	8.40	8.45	8.33	9.53	9.47	9.57	12.03
1973	8.26	7.20	7.48	8.43	7.79	9.54	9.78	9.56	10.24	10.59	11.07	11.68	10.08
1974	22.94	21.11	10.35	10.50	9.99	10.40	9.72	10.16	10.41	10.20	9.91	11.06	12.42
1975	12.24	24.17	21.48	11.31	10.56	10.92	9.60	10.05	10.51	10.24	10.06	10.45	12.63
1976	13.60	14.17	15.65	12.48	12.39	13.67	11.76	11.42	11.18	9.99	9.94	11.67	12.70
1977	11.94	15.09	15.36	12.27	9.09	8.58	10.12	10.09	9.97	10.44	10.12	10.44	11.29
1978	11.63	10.90	10.81	11.35	9.31	9.32	11.91	11.57	11.97	11.73	11.83	11.90	12.92
1979	12.74	5.12	5.43	4.77	3.87	3.44	3.33	3.75	3.85	4.59	4.77	4.71	5.21
1980	5.26	5.42	5.08	4.26	3.85	3.78	3.79	3.17	3.41	3.89	7.66	7.79	4.78
1981	8.53	15.71	12.52	10.28	8.00	7.19	7.59	7.55	7.46	7.84	7.81	8.07	9.05
1982	10.07	10.47	9.55	10.88	7.85	7.77	7.85	7.81	8.11	8.70	8.57	8.52	8.85
1983	9.01	8.04	8.05	7.91	7.63	7.91	7.47	7.47	7.39	7.83	7.08	6.80	7.57
1984	10.16	15.85	21.60	12.27	10.37	9.67	9.53	9.56	8.85	9.07	9.88	10.81	11.47
1985	9.27	22.09	17.64	15.61	11.86	12.19	10.28	10.25	10.31	10.17	10.51	10.70	12.51
1986	16.37	22.02	19.70	16.15	10.77	9.89	8.93	9.14	9.28	9.23	9.39	9.68	12.55
1987	15.59	10.22	9.10	8.28	8.10	7.73	8.58	8.02	7.36	7.41	7.54	7.29	8.77
1988	11.84	14.14	11.96	10.83	8.58	7.76	8.21	7.93	7.68	7.46	7.33	7.88	9.30
1989	11.93	17.28	17.28	10.20	8.55	8.55	8.51	8.91	8.20	7.97	8.01	7.94	10.28
1990	8.22	8.30	9.34	8.19	8.19	8.30	7.69	7.92	7.48	7.37	8.07	10.78	8.32
1991	14.69	11.12	11.98	8.65	7.95	7.41	6.45	7.08	6.95	7.26	7.54	7.81	8.74
1992	8.10	7.75	7.68	7.36	7.14	7.35	8.05	7.64	7.56	7.14	7.04	7.44	7.52
1993	10.66	8.81	12.47	10.54	8.81	8.23	8.19	8.32	7.32	7.41	7.33	8.91	8.92
1994	13.75	14.34	12.15	10.74	10.04	9.20	8.37	7.35	8.09	10.29	10.05	9.96	10.36
1995	10.72	9.89	13.20	8.68	8.45	8.39	8.44	8.66	8.00	7.29	8.28	8.17	9.01
1996	9.39	12.59	12.27	11.03	9.25	8.74	8.16	8.27	9.21	9.86	9.82	10.70	9.94
1997	14.82	16.51	17.09	9.86	6.50	4.81	5.04	6.18	5.44	5.27	5.14	5.91	8.55
1998	9.32	9.89	7.80	6.69	5.41	5.40	5.00	5.24	5.11	5.23	5.00	5.52	6.37
1999	8.47	10.46	10.15	6.94	5.61	4.91	5.15	5.07	5.29	5.57	4.83	5.08	6.46
2000	5.32	5.33	6.78	6.41	5.71	5.59	6.42	7.06	6.66	6.36	6.74	7.97	8.90
2001	8.83	13.64	13.44	10.92	11.48	8.96	8.59	7.95	7.44	7.50	7.07	7.52	9.45
2002	8.10	13.64	13.51	12.23	8.40	6.19	5.44	5.16	5.25	5.30	5.80	8.06	8.09
2003	6.62	9.60	9.13	7.82	6.78	6.57	6.80	6.78	7.51	6.49	6.45	5.93	7.28
2004	8.26	7.75	7.05	7.10	5.69	5.23	5.53	5.85	5.73	5.64	5.67	5.65	6.26
2005	6.91	7.58	6.96	6.92	5.19	5.09	5.10	5.16	5.19	5.04	5.08	6.13	5.86
2006	8.78	11.93	9.74	6.84	6.27	6.13	6.09	6.03	6.07	6.07	6.15	6.11	7.18
2007	7.71	8.59	10.16	8.38	7.48	4.85	7.30	7.28	7.31	7.45	7.18	7.69	7.82
2008	10.17	8.25	8.19	7.13	6.66	6.30	6.31	6.24	6.03	6.10	6.32	6.06	7.01
2009	7.85	10.38	9.32	7.80	7.61	6.80	6.22	5.93	5.97	5.96	5.68	5.73	7.13
2010	6.47	8.56	8.51	6.76	6.13	7.72	8.30	7.18	6.55	4.77	5.05	5.63	8.56
2011	8.65	12.86	9.92	9.61	7.95	6.61	6.16	5.72	5.67	5.65	5.57	6.24	7.55
2012	8.58	10.96	8.13	8.59	6.71	5.79	5.66	5.21	7.04	6.99	10.37	8.65	7.72
2013	9.47	13.53	10.83	8.21	8.16	7.74	7.22	6.15	6.01	6.50	6.27	6.85	8.08
2014	8.54	7.61	8.21	7.39	6.63	6.24	5.77	6.11	6.17	6.21	6.14	6.11	6.76
Nº DATOS	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
MEDIA GENERAL	10.27	11.83	11.39	9.45	8.25	7.79	7.69	7.62	7.61	7.63	7.78	8.24	8.95
DESV.STD	3.18	4.35	3.92	2.50	2.06	2.25	2.02	2.01	2.01	2.03	2.09	2.03	2.11
Q.MAXIMO	22.94	24.17	21.60	16.15	12.39	13.67	11.91	11.57	11.97	11.73	13.58	13.00	12.92
Q.MINIMO	5.26	5.12	5.08	4.26	3.85	3.44	3.33	3.17	3.41	3.89	3.83	4.71	4.78
Volumen (Hm3)	27.50	28.63	30.50	24.48	22.09	20.18	20.60	20.40	19.72	20.45	20.17	22.07	276.79

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

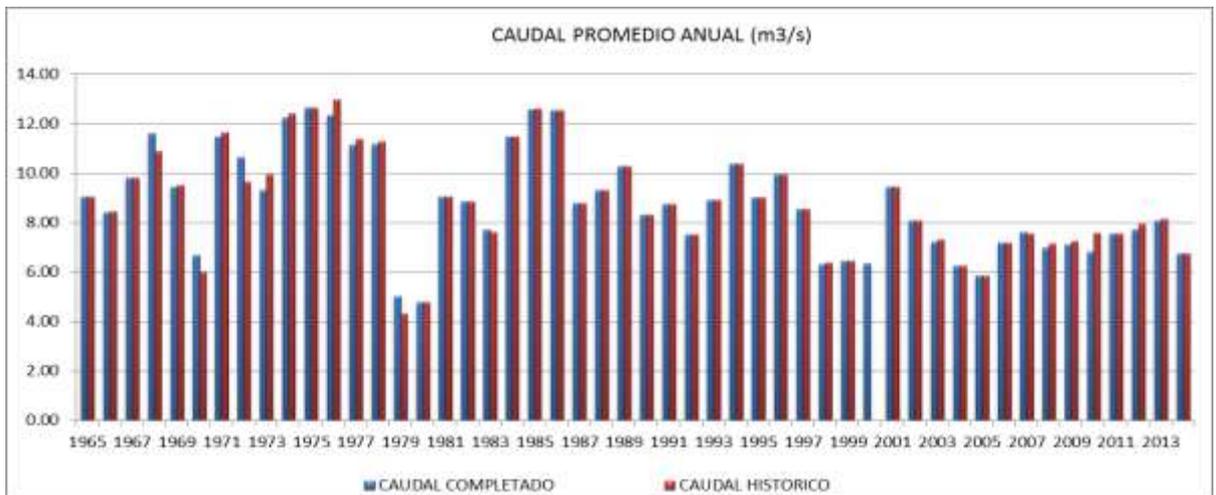
Figura 20 Histograma Caudal Promedio Anual



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

En la figura 21 se muestra el histograma del caudal promedio anual de las series histórica y completada, que permiten el análisis de la transposición de información a otra cuenca pequeña.

Figura 21 Histograma Caudal Promedio Anual Serie Histórico –Serie Generada



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Se aprecia que comparada la serie histórica y la serie completada, la variación de la media y la varianza presentan información consistente, es decir no hay saltos en la media y la varianza, como se aprecia a continuación en el cuadro 10:

Cuadro 10 Información de las pruebas de consistencia

Prueba T Student		Interpretación
T Student Calculado	0.89	Existe consistencia en la media
T Student Tabla	2.00	
Prueba F Fisher		Interpretación
F Fisher Calculado	0.97	Existe consistencia en la varianza
F Fisher Tabla	1.42	

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.2.6. DISPONIBILIDAD DE AGUA A NIVEL MENSUALIZADO

2.2.6.1. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE TRANSPOSICIÓN DE CUENCAS PARA GENERACIÓN DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES

Las áreas de influencia de las cuencas con y sin registro se presentan en el cuadro 11.

Cuadro 11 Áreas de las Cuencas El Vado y Salamanca

Cuenca	Área de Influencia (km ²)
Río Salamanca (con registro)	1 219,00
Sector El Vado (sin registro)	945,00

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

La relación de área para el presente estudio es el siguiente:

$$\frac{A_{Vado}}{A_{Salamanca}} = \frac{945}{1,219} = 0.7752 \text{ As}$$

La serie de caudales generados en el punto de interés (Sector El Vado).

Los valores mostrados en el cuadro arriba mostrado, son valores aforados con mucha incertidumbre como se ha podido verificar en campo, por lo que se consideran como valores referenciales para el presente estudio, siendo necesario instrumentar y calibrar mejor la estación Salamanca.

En la tabla 13 se muestran los caudales ecológicos generados con este procedimiento.

Tabla 13 Caudales Generados (m3/s). Método de Transposición

CAUDALES GENERADOS (m3/s) - METODO TRANSPOSICION													
EL VADO													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
1965	7.27	8.21	7.95	7.60	7.07	6.72	6.85	6.95	6.74	6.23	6.39	6.29	7.02
1966	6.44	6.88	7.67	6.32	6.44	6.28	6.55	6.28	6.34	6.34	6.41	6.41	6.53
1967	7.11	11.63	12.77	7.64	6.41	6.34	7.36	6.42	6.42	6.41	6.21	6.19	7.58
1968	10.98	10.36	10.10	9.96	9.80	10.23	11.26	11.52	11.65	10.50	5.78	6.63	9.90
1969	6.63	11.03	7.00	7.00	7.04	7.32	7.46	7.11	5.83	6.57	6.99	7.09	7.26
1970	6.48	6.55	7.81	7.97	8.97	3.03	3.10	3.01	4.05	3.70	4.79	6.33	5.48
1971	5.58	8.61	9.46	8.42	7.38	6.32	6.19	5.56	5.73	6.54	5.31	5.02	6.68
1972	10.59	11.92	11.52	11.08	12.41	12.73	6.51	6.55	6.46	7.38	7.34	7.42	9.33
1973	7.99	8.41	8.94	7.81	7.85	7.39	7.58	7.41	7.94	8.21	7.11	7.11	7.81
1974	17.78	16.37	8.02	8.14	7.74	8.06	7.54	7.88	8.07	9.66	7.69	8.58	9.63
1975	9.49	18.73	16.65	8.77	8.19	8.46	7.44	7.79	8.14	7.94	7.80	8.10	9.79
1976	10.55	10.86	12.13	9.67	8.88	10.48	10.24	8.85	9.25	9.59	8.60	9.04	9.85
1977	9.26	11.70	11.91	9.52	7.05	8.21	7.85	7.82	7.73	8.10	7.84	8.10	8.76
1978	9.02	8.45	9.19	9.22	9.86	10.05	10.17	10.45	10.29	10.66	11.75	11.06	10.01
1979	11.56	3.97	4.21	3.70	3.00	2.67	2.58	2.90	2.99	3.56	3.70	3.65	4.04
1980	4.08	4.20	3.93	3.31	2.99	2.93	2.94	2.46	2.64	3.02	5.94	6.04	3.71
1981	6.61	12.18	9.70	7.97	6.20	5.58	5.89	5.85	5.78	6.08	6.05	6.25	7.01
1982	7.81	8.12	7.40	8.43	6.09	6.03	6.09	6.06	6.29	6.75	6.64	6.60	6.86
1983	5.66	6.23	6.24	6.13	5.91	6.13	5.79	5.79	5.73	6.07	5.49	5.27	5.87
1984	7.87	12.29	16.74	9.51	8.04	7.50	7.39	7.41	6.86	7.03	7.66	8.38	8.89
1985	7.18	17.12	13.68	12.10	9.19	8.89	7.97	7.95	7.99	7.89	8.15	8.30	9.70
1986	12.69	17.07	15.27	12.52	8.35	7.67	6.92	7.08	7.20	7.16	7.28	7.50	9.73
1987	12.09	7.92	7.06	6.42	6.28	5.99	6.65	6.22	5.70	5.74	5.84	5.65	6.80
1988	9.18	10.96	9.27	8.40	6.65	6.02	6.36	6.15	5.96	5.78	5.68	6.11	7.21
1989	9.25	13.40	13.40	7.91	6.63	6.63	6.60	6.91	6.35	6.18	6.21	6.16	7.97
1990	6.37	6.43	7.24	6.35	6.35	6.43	5.96	6.14	5.79	5.71	6.25	8.35	6.45
1991	11.39	8.62	9.29	6.71	6.16	5.75	5.00	5.49	5.39	5.63	5.85	6.05	6.78
1992	6.28	6.01	5.95	5.70	5.54	5.70	6.24	5.92	5.86	5.54	5.46	5.77	5.83
1993	8.27	6.83	9.67	8.17	6.83	6.38	6.35	6.45	5.67	5.74	5.68	6.91	6.91
1994	10.66	11.12	9.42	8.32	7.78	7.13	6.49	5.70	6.27	7.98	7.79	7.72	8.03
1995	8.31	7.67	10.23	6.73	6.55	6.50	6.54	6.72	6.20	5.65	6.42	6.33	6.99
1996	7.28	9.76	9.51	8.55	7.17	6.77	6.33	6.41	7.14	7.65	7.61	8.30	7.71
1997	11.49	12.80	13.25	7.64	5.04	3.73	3.90	4.79	4.21	4.08	3.98	4.58	6.63
1998	7.22	7.67	6.04	5.18	4.20	4.19	3.87	4.70	3.96	4.05	3.88	4.28	4.94
1999	6.57	8.11	7.87	5.38	4.35	3.81	4.00	3.93	4.10	4.32	3.74	3.94	5.01
2000	5.48	7.32	8.10	6.89	7.67	7.48	6.97	5.75	5.93	6.60	6.91	7.70	6.90
2001	6.84	10.57	10.42	8.47	8.90	6.95	6.66	6.16	5.77	5.82	5.48	5.83	7.32
2002	6.28	10.58	10.47	9.48	6.51	4.80	4.21	4.00	4.07	4.11	4.50	6.24	6.27
2003	5.13	7.44	7.08	6.06	5.25	5.09	5.27	5.25	5.71	5.03	5.00	5.37	5.64
2004	6.40	6.01	5.46	5.50	4.41	4.06	4.29	4.54	4.44	4.37	4.40	4.38	4.85
2005	5.36	5.88	5.40	5.36	4.02	3.95	3.96	4.00	4.02	3.91	3.94	4.75	4.55
2006	6.81	9.25	7.55	5.31	4.86	4.75	4.72	4.68	4.70	4.71	4.76	4.74	5.57
2007	5.98	6.66	7.88	8.44	5.80	3.76	5.66	5.64	5.66	5.77	5.56	5.96	6.06
2008	7.88	6.40	6.35	5.53	5.17	4.88	4.89	4.84	4.67	4.73	4.62	5.26	5.44
2009	6.08	8.05	7.22	6.05	5.90	5.27	4.83	4.59	4.63	4.62	4.64	4.44	5.53
2010	5.02	6.64	6.60	5.24	6.21	5.65	6.85	7.13	6.30	7.42	7.64	8.97	6.64
2011	6.71	9.97	7.69	7.45	6.17	5.13	4.77	4.44	4.39	4.38	4.32	4.84	5.85
2012	6.65	8.50	6.30	6.66	5.20	4.49	4.39	4.05	5.45	5.42	8.04	6.71	5.99
2013	7.34	10.49	8.39	6.36	6.32	6.00	5.09	4.77	4.66	5.04	4.86	5.31	6.22
2014	6.62	5.90	6.36	5.73	5.14	4.84	4.47	4.74	4.78	4.81	4.76	4.74	5.24
Nº DATOS	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
MEDIA GENERAL	7.95	9.36	8.96	7.46	6.64	6.22	6.06	5.98	5.96	6.12	6.10	6.42	6.93
DESV.STD	2.50	3.27	2.94	1.91	1.79	2.03	1.78	1.74	1.71	1.76	1.56	1.54	1.63
Q.MAXIMO	17.78	18.73	16.74	12.52	12.41	12.73	11.26	11.52	11.65	10.66	11.75	11.06	10.01
Q.MINIMO	4.08	3.97	3.93	3.31	2.99	2.67	2.58	2.46	2.64	3.02	3.70	3.65	3.71
Volumen (Hm3)	21.56	22.77	24.40	19.53	18.00	16.38	16.55	16.38	15.70	16.68	15.93	17.42	221.30

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.2.6.2. ANÁLISIS DE PERSISTENCIA DE PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE CAUDALES

A continuación se presentan los caudales a diferentes niveles de persistencia, estos valores no incluyen los valores de caudales ecológicos.

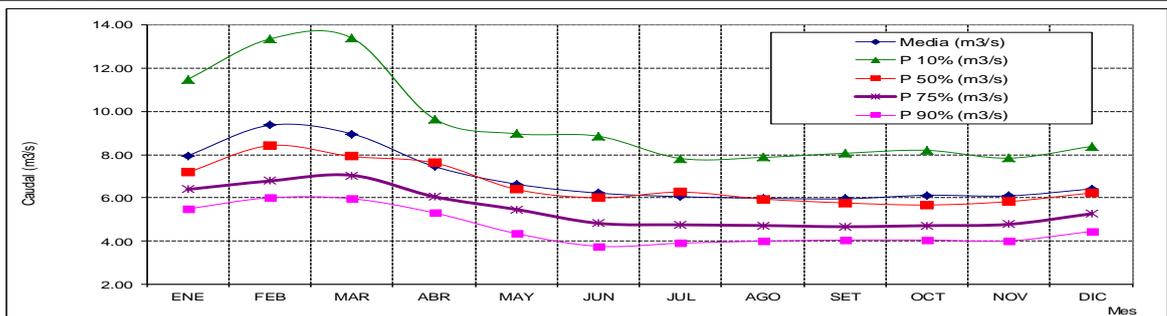
Para generar los caudales a cierto nivel de persistencia en El Vado, se ha trabajado sobre la diferencia entre el caudal total generado menos los caudales ecológicos, es decir se trabaja sobre el 90% de los caudales totales generados.

En la tabla 14 se muestran los caudales a diferentes niveles de persistencia.

Tabla 14 Caudales Generados para diferentes niveles de persistencia

**CAUDAL GENERADO MEDIO MENSUAL (m3/s) - PARA ANALISIS DE PERSISTENCIA
EL VADO**

N°	EL VADO												
	31 ENE	28 FEB	31 MAR	30 ABR	31 MAY	30 JUN	31 JUL	30 AGO	31 SET	30 OCT	31 NOV	30 DIC	
1	17.78	18.73	16.74	12.62	12.41	12.73	11.26	11.52	11.65	10.66	11.75	11.06	2.0%
2	12.69	17.12	16.65	12.10	9.86	10.48	10.24	10.45	10.29	10.50	8.60	9.04	3.9%
3	12.09	17.07	15.27	11.08	9.80	10.23	10.17	8.85	9.25	9.66	8.15	8.97	5.9%
4	11.56	16.37	13.68	9.96	9.19	10.05	7.97	7.95	8.14	9.59	8.04	8.58	7.8%
5	11.49	13.40	13.40	9.67	8.97	8.89	7.85	7.88	8.07	8.21	7.84	8.38	9.8%
6	11.39	12.80	13.25	9.52	8.90	8.46	7.58	7.82	7.99	8.10	7.80	8.35	11.8%
7	10.98	12.29	12.77	9.51	8.88	8.21	7.54	7.79	7.94	7.98	7.79	8.30	13.7%
8	10.66	12.18	12.13	9.48	8.35	8.06	7.46	7.41	7.73	7.94	7.69	8.30	15.7%
9	10.59	11.92	11.91	9.22	8.19	7.67	7.44	7.41	7.20	7.89	7.66	8.10	17.6%
10	10.55	11.70	11.52	8.77	8.04	7.60	7.39	7.13	7.14	7.65	7.64	8.10	19.6%
11	9.49	11.63	10.47	8.55	7.85	7.48	7.36	7.11	6.86	7.42	7.61	7.72	21.6%
12	9.26	11.12	10.42	8.47	7.78	7.39	6.97	7.08	6.74	7.38	7.34	7.70	23.5%
13	9.25	11.03	10.23	8.44	7.74	7.32	6.92	6.95	6.46	7.16	7.28	7.50	25.5%
14	9.18	10.96	10.10	8.43	7.67	7.13	6.85	6.91	6.42	7.03	7.11	7.42	27.5%
15	9.02	10.86	9.70	8.42	7.38	6.95	6.85	6.72	6.35	6.75	6.99	7.11	29.4%
16	8.31	10.58	9.67	8.40	7.17	6.77	6.66	6.55	6.34	6.60	6.91	7.09	31.4%
17	8.27	10.57	9.51	8.32	7.07	6.72	6.65	6.45	6.30	6.57	6.64	6.91	33.3%
18	7.99	10.49	9.46	8.17	7.05	6.63	6.60	6.42	6.29	6.54	6.42	6.71	35.3%
19	7.88	10.36	9.42	8.14	7.04	6.50	6.55	6.41	6.27	6.41	6.41	6.63	37.3%
20	7.87	9.97	9.29	7.97	6.83	6.43	6.54	6.28	6.20	6.34	6.39	6.60	39.2%
21	7.81	9.76	9.27	7.97	6.65	6.38	6.51	6.22	5.95	6.23	6.25	6.41	41.2%
22	7.34	9.25	9.19	7.91	6.63	6.34	6.49	6.15	5.93	6.18	6.21	6.33	43.1%
23	7.28	8.62	8.94	7.81	6.55	6.32	6.36	6.15	5.83	6.07	6.05	6.29	45.1%
24	7.27	8.61	8.39	7.64	6.51	6.28	6.35	6.14	5.83	6.07	6.05	6.29	47.1%
25	7.22	8.50	8.10	7.64	6.44	6.13	6.33	6.06	5.79	5.82	5.85	6.25	49.0%
26	7.18	8.45	8.02	7.60	6.41	6.03	6.24	5.92	5.78	5.78	5.85	6.24	51.0%
27	7.11	8.41	7.95	7.45	6.35	6.02	6.19	5.85	5.77	5.77	5.84	6.16	52.9%
28	6.84	8.21	7.88	7.00	6.32	6.00	6.09	5.79	5.73	5.74	5.78	6.16	54.9%
29	6.84	8.12	7.87	6.89	6.28	5.99	5.96	5.75	5.73	5.74	5.68	6.11	56.9%
30	6.71	8.11	7.81	6.73	6.21	5.75	5.89	5.70	5.71	5.71	5.68	6.05	58.8%
31	6.65	8.05	7.69	6.71	6.20	5.70	5.79	5.64	5.70	5.65	5.56	6.04	60.8%
32	6.63	7.92	7.67	6.66	6.17	5.65	5.66	5.56	5.67	5.63	5.49	5.96	62.7%
33	6.62	7.67	7.55	6.42	6.16	5.58	5.27	5.49	5.66	5.54	5.48	5.83	64.7%
34	6.61	7.67	7.40	6.36	6.09	5.27	5.09	5.25	5.45	5.42	5.46	5.77	66.7%
35	6.57	7.44	7.24	6.35	5.91	5.13	5.00	4.84	5.39	5.04	5.31	5.65	68.6%
36	6.48	7.32	7.22	6.32	5.90	5.09	4.89	4.79	4.78	5.03	5.00	5.37	70.6%
37	6.44	6.88	7.08	6.13	5.80	4.88	4.83	4.77	4.70	4.81	4.86	5.31	72.5%
38	6.40	6.83	7.06	6.06	5.54	4.84	4.77	4.74	4.67	4.73	4.79	5.27	74.5%
39	6.37	6.66	7.00	6.05	5.25	4.80	4.72	4.70	4.66	4.71	4.76	5.26	76.5%
40	6.28	6.64	6.60	5.73	5.20	4.75	4.47	4.68	4.63	4.62	4.76	5.02	78.4%
41	6.28	6.55	6.36	5.70	5.17	4.49	4.39	4.59	4.44	4.38	4.64	4.84	80.4%
42	6.08	6.43	6.35	5.53	5.14	4.19	4.29	4.54	4.39	4.37	4.62	4.75	82.4%
43	5.98	6.40	6.30	5.50	5.04	4.06	4.21	4.44	4.21	4.32	4.50	4.74	84.3%
44	5.66	6.23	6.24	5.38	4.86	3.95	4.00	4.05	4.10	4.11	4.40	4.74	86.3%
45	5.58	6.01	6.04	5.36	4.41	3.81	3.96	4.00	4.07	4.08	4.32	4.58	88.2%
46	5.48	6.01	5.95	5.31	4.35	3.76	3.90	4.00	4.05	4.05	3.98	4.44	90.2%
47	5.36	5.90	5.46	5.24	4.20	3.73	3.87	3.93	4.02	3.91	3.94	4.38	92.2%
48	5.13	5.88	5.40	5.18	4.02	3.03	3.10	3.01	3.96	3.70	3.88	4.28	94.1%
49	5.02	4.20	4.21	3.70	3.00	2.93	2.94	2.90	2.99	3.56	3.74	3.94	96.1%
50	4.08	3.97	3.93	3.31	2.99	2.67	2.58	2.46	2.64	3.02	3.70	3.65	98.0%
Media (m3/s)	7.95	9.36	8.96	7.46	6.64	6.22	6.06	5.98	5.96	6.12	6.10	6.42	6.93
P 10% (m3/s)	11.48	13.34	13.38	9.66	8.96	8.85	7.82	7.87	8.06	8.20	7.84	8.38	9.49
P 25% (m3/s)	9.08	10.67	10.24	8.39	7.71	7.28	6.64	6.96	6.44	7.19	7.09	7.54	7.94
P 50% (m3/s)	7.18	8.42	7.92	7.62	6.40	6.00	6.27	5.95	5.77	5.67	5.83	6.23	6.61
P 75% (m3/s)	6.39	6.78	7.04	6.06	5.47	4.83	4.76	4.73	4.67	4.72	4.78	5.27	5.46
P 90% (m3/s)	5.49	6.01	5.96	5.31	4.36	3.77	3.91	4.00	4.06	4.05	4.02	4.45	4.62
Media (Hm3)	21.30	22.64	23.99	19.33	17.78	16.13	16.23	16.03	15.45	16.40	15.80	17.18	218.24
P 10% (Hm3)	30.74	32.27	35.84	25.03	24.01	22.94	20.95	21.08	20.90	21.96	20.31	22.44	298.49
P 25% (Hm3)	24.32	25.81	27.43	21.74	20.64	18.86	17.79	18.64	16.70	19.26	18.39	20.19	249.76
P 50% (Hm3)	19.23	20.36	21.20	19.75	17.13	15.56	16.79	15.93	14.95	15.20	15.12	16.69	207.93
P 75% (Hm3)	17.12	16.41	18.86	15.70	14.64	12.51	12.75	12.66	12.11	12.64	12.40	14.11	171.93
P 90% (Hm3)	14.72	14.53	15.97	13.77	11.67	9.76	10.47	10.72	10.51	10.86	10.41	11.93	145.33



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

En la tabla que se muestra son estimaciones de los niveles de persistencia mediante el método de Weibull, que es bastante conservador.

2.3. GENERACIÓN DE CAUDALES MEDIOS

Para los cálculos de caudales medios en la cuenca el Vado, se necesitaría datos hidrológicos que sean confiables, que exista información de varios años atrás y poder tener un mejor resultado, debido a la falta de información y confiabilidad de ellos, decidimos escoger el mejor método y poderla desarrollar.

De tantos métodos que existe, descartamos algunos dando la explicación de los motivos en el Capítulo IV Análisis y discusión de resultados en el subcapítulo de fundamento teórico, como también se explica la implantación del modelo Lutz Schölz.

2.3.1. MÉTODO DE LUTZ SCHÖLZ

El modelo hidrológico de Lutz Schölz, ha sido estudiado y calibrado en 19 cuencas de la sierra peruana, ubicadas en las regiones de Cuzco, Huancavelica, Junín y Cajamarca, y es aplicable generalmente para pequeñas y medianas unidades hidrográficas con escasa información hidrométrica. Para la Bocatoma ha sido seleccionado por que la zona de estudio tiene las características y condiciones para las cuales ha sido establecido el modelo.

El modelo de precipitación – escorrentía de Lutz Schölz, fue propuesta por la Misión Técnica Alemana en 1980 para el Ex-Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones – Plan Meris II.

El modelo hidrológico se basa fundamentalmente en el balance hídrico y en parámetros parciales de tipo determinístico. Este método permite combinar los factores que producen e influyen en los caudales, tales como, la precipitación, evaporación, el almacenamiento y la función de agotamiento natural de la cuenca, para el cálculo de las descargas en forma de un modelo matemático. El método es completo en su determinación final, vale decir analiza los acuíferos, los pantanos, los nevados, las lagunas, ríos, manantes, es decir todo

el recurso hídrico que interviene en la cuenca, además de manera sustancial de la precipitación efectiva que cae en la cuenca.

Este modelo hidrológico, es combinado por que cuenta con una estructura determinística para el cálculo de los caudales mensuales para el año promedio (Balance Hídrico – Modelo determinístico); y una estructura estocástica para la generación de series extendidas de caudal (Proceso Markoviano - Modelo Estocástico).

Determinado el hecho de la ausencia de registros de caudal en la sierra peruana, el modelo se desarrolló tomando en consideración parámetros físicos y meteorológicos de las cuencas, que puedan ser obtenidos a través de mediciones cartográficas y de campo. Los parámetros más importantes del modelo son los coeficientes para la determinación de la precipitación efectiva, déficit de escurrimiento, retención y agotamiento de las cuencas.

Los procedimientos que se han seguido en la implementación del modelo son:

Cálculo de los parámetros necesarios para la descripción de los fenómenos de esorrentía promedio.

Establecimiento de un conjunto de modelos parciales de los parámetros para el cálculo de caudales en cuencas sin información hidrométrica. En base a lo anterior se realiza el cálculo de los caudales necesarios.

Calibración del modelo y generación de caudales extendidos por un proceso Markoviano combinado de precipitación efectiva del mes con el caudal del mes anterior.

Este modelo fue implementado con fines de pronosticar caudales a escala mensual, teniendo una utilización inicial en estudios de proyectos de riego y posteriormente extendiéndose el uso del mismo a estudios hidrológicos con prácticamente cualquier finalidad (abastecimiento de agua, hidroelectricidad

etc.). Los resultados de la aplicación del modelo a las cuencas de la sierra peruana, han producido una correspondencia satisfactoria respecto a los valores medidos.

2.3.1.1. ECUACIÓN DE BALANCE HÍDRICO

La ecuación fundamental que describe el balance hídrico mensual en mm/mes es la siguiente:

$$CM_i = P_i - D_i + G_i - A_i$$

Dónde:

CM_i : Caudal mensual (mm/mes)

P_i : Precipitación mensual sobre la cuenca (mm/mes)

D_i : Déficit de escurrimiento (mm/mes)

G_i : Gasto de la retención de la cuenca (mm/mes)

A_i : Abastecimiento de la retención (mm/mes)

Asumiendo:

Que para períodos largos (en este caso 1 año) el Gasto y Abastecimiento de la retención tienen el mismo valor es decir $G_i = A_i$.

Que para el año promedio una parte de la precipitación retorna a la atmósfera por evaporación.

Reemplazando (P-D) por (C*P), y tomando en cuenta la transformación de unidades (mm/mes a m³/s) la ecuación anterior se convierte en:

$$Q = c' * C * P * AR$$

Que es la expresión básica del método racional.

Dónde:

Q : Caudal (m³/s)

c' : Coeficiente de conversión del tiempo (mes/s)

C : Coeficiente de escurrimiento

P : Precipitación total mensual (mm/mes)

AR : Área de la cuenca (m²)

2.3.1.2. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

Para su cálculo se utilizaron varias metodologías, entre las cuales destacan las siguientes:

A) Metodología de L. Turc

Se ha considerado el uso de la fórmula propuesta por L. Turc:

$$C = \frac{P - D}{P}$$

Dónde:

C : Coeficiente de escurrimiento (mm/año)

P : Precipitación Total anual (mm/año)

D : Déficit de escurrimiento (mm/año)

Para la determinación de D se utiliza la expresión:

$$D = P \frac{1}{\left(0.9 + \frac{P^2}{L^2}\right)^{0.5}}$$

$$L = 300 + 25(T) + 0.05(T)^3$$

Dónde:

L : Coeficiente de Temperatura

T : Temperatura media anual (°C)

B) Metodología Lutz Schölz

Dado que no se ha podido obtener una ecuación general del coeficiente de escorrentía para toda la sierra, se ha desarrollado la fórmula siguiente, que es válida para la región sur:

$$C = 3.16 \times 10^{12} \times P^{-0.571} \times ETP^{-3.686}$$

$$D = -1380 + 0.872P + 1.032ETP$$

Dónde:

C : Coeficiente de escurrimiento

D : Déficit de escurrimiento (mm/año)

P : Precipitación total anual (mm/año)

ETP : Evapotranspiración anual según Hargreaves (mm/año)

La evapotranspiración potencial, se ha determinado por la fórmula de Hargreaves:

$$EP = 0.0075(RSM)(TF)(FA)$$

$$FA = 1 + 0.06(AL)$$

$$RSM = 0.075(RA) \sqrt{\left(\frac{n}{N}\right)}$$

Donde:

RSM	=	Radiación solar media
TF	=	Componente de temperatura
FA	=	Coefficiente de corrección por elevación
TF	=	Temperatura media anual (°F)
RA	=	Radiación extraterrestre (mm H ₂ O / año)
(n/N)	=	Relación entre insolación actual y posible (%)
50 %		(estimación en base a los registros)
AL	=	Elevación media de la cuenca (Km)

Para determinar la temperatura anual se toma en cuenta el valor de los registros de las estaciones y el gradiente de temperatura de $-5.3\text{ }^{\circ}\text{C } 1/ 1000\text{ m}$, determinado para la sierra.

C) Metodología ONERN

La es ONERN realizó estudios del coeficiente de escurrimiento en el Perú en la década del setenta, relacionando las zonas de vida con la precipitación y los caudales, de tal manera de generar mapas de isoescorrimiento.

Es a partir de estos mapas y de las zonas de vida del área de estudio que se estimó el coeficiente de escorrentía.

D) Precipitación Efectiva

Para el cálculo de la Precipitación Efectiva, se supone que los caudales promedio observados en la cuenca pertenecen a un estado de equilibrio entre gasto y abastecimiento de la retención.

La precipitación efectiva se calculó para el coeficiente de escurrimiento promedio, de tal forma que la relación entre precipitación efectiva y precipitación total resulte igual al coeficiente de escorrentía.

Para fines hidrológicos se toma como precipitación efectiva la parte de la precipitación total mensual, que corresponde al déficit según el método del USBR (precipitación efectiva hidrológica es la antítesis de la precipitación efectiva para los cultivos).

A fin de facilitar el cálculo de la precipitación efectiva se ha determinado el polinomio de quinto grado:

$$PE = a_0 + a_1P + a_2P^2 + a_3P^3 + a_4P^4 + +a_5P^5$$

Dónde:

PE : Precipitación efectiva (mm/mes)

P : Precipitación total mensual (mm/mes)

ai : Coeficiente del polinomio

En los siguiente cuadros 12 y 13, respectivamente, muestran los límites de la precipitación efectiva y los tres juegos de coeficientes, ai, que permiten alcanzar por interpolación valores de C, comprendidos entre 0.15 y 0.45.

Cuadro 12 Límite superior para la precipitación efectiva

Curva N°	Ecuación	Rango
Curva I	$PE = P - 120.6$	$P > 177.8$ mm/mes
Curva II	$PE = P - 86.4$	$P > 152.4$ mm/mes
Curva III	$PE = P - 59.7$	$P > 127.0$ mm/mes

Fuente: Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana – Lutz Schölz Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones PLAN MERIS II.

Cuadro 13 Coeficientes para El cálculo de La precipitación efectiva

Coeficiente	Curva I	Curva II	Curva III
a0	0	0	0
a1	-0.0185	0.1358	0.2756
a2	0.001105	-0.002296	-0.004103
a3	-1.204E-05	4.35E-05	5.53E-05
a4	1.440E-07	-8.90E-08	1.24E-07
a5	-2.85E-10	-8.79E-11	-1.42E-09

Fuente: Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana – Lutz Schölz Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones PLAN MERIS II.

De esta forma es posible llegar a la relación entre la precipitación efectiva y precipitación total:

$$C = \frac{Q}{P} = \sum_{i=1}^{12} \frac{PE_i}{P}$$

Dónde:

- C : Coeficiente de escurrimiento,
- Q : Caudal anual (m³/s)
- P : Precipitación total anual (mm)

2.3.1.3. RETENCIÓN DE LA CUENCA

Bajo la suposición de que exista un equilibrio entre el gasto y el abastecimiento de la reserva de la cuenca y además que el caudal total sea igual a la precipitación efectiva anual, la contribución de la reserva hídrica al caudal se puede calcular según las fórmulas:

$$R_i = CM_i - P_i$$

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i$$

Dónde:

CM_i : Caudal mensual (mm/mes)

PE_i : Precipitación Efectiva Mensual (mm/mes)

R_i : Retención de la cuenca (mm/mes)

G_i : Gasto de la retención (mm/mes)

A_i : Abastecimiento de la retención (mm/mes)

R_i : G_i para valores mayores que cero (mm/mes)

R_i : A_i para valores menores que cero (mm/mes)

Sumando los valores de G o A respectivamente, se halla la retención total de la cuenca para el año promedio, que para el caso de las cuencas de la sierra varía de 43 a 188 (mm/año).

2.3.1.4. RELACIÓN ENTRE DESCARGAS RETENCIÓN

Durante la estación seca, el gasto de la retención alimenta los ríos, constituyendo el caudal o descarga básica. La reserva o retención de la cuenca se agota al final de la estación seca; durante esta estación la descarga se puede calcular en base a la ecuación:

$$Q_t = Q_0 e^{-a(t)}$$

Dónde:

Q_t : Descarga en el tiempo t (m³/s)

Q₀ : Descarga inicial (m³/s)

a : Coeficiente de agotamiento

t : tiempo (s)

Al principio de la estación lluviosa, el proceso de agotamiento de la reserva termina, comenzando a su vez el abastecimiento de los almacenes hídricos. Este proceso está descrito por un déficit entre la precipitación efectiva y el

caudal real. En base a los hidrogramas se ha determinado que el abastecimiento es más fuerte al principio de la estación lluviosa continuando de forma progresiva pero menos pronunciada, hasta el final de dicha estación.

2.3.1.5. COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO

Mediante la Ecuación anterior se puede calcular el coeficiente de agotamiento "a", en base a datos hidrométricos. Este coeficiente no es constante durante toda la estación seca, ya que va disminuyendo gradualmente.

Con fines prácticos se puede despreciar la variación del coeficiente "a" durante la estación seca empleando un valor promedio. El coeficiente de agotamiento de la cuenca tiene una dependencia logarítmica del área de la cuenca.

Los análisis de las observaciones disponibles muestran, además cierta influencia del clima, la geología y la cobertura vegetal. Se ha desarrollado una ecuación empírica para la sierra peruana.

$$a = 3.1249 \times 10^{67} \times A^{-0.1144} \times ETP^{-19.336} \times T^{-3.369} \times R^{-1.429}$$

En principio, es posible determinar el coeficiente de agotamiento real mediante aforos sucesivos en el río durante la estación seca; sin embargo cuando no sea posible ello, se puede recurrir a las ecuaciones desarrolladas para la determinación del coeficiente "a" para cuatro clases de cuencas:

Cuencas con agotamiento muy rápido, debido a temperaturas elevadas >10°C) y retención que va de reducida (50 mm/año) a mediana (80 mm/año):

$$a = -0.00252 \ln A + 0.034$$

Cuencas con agotamiento rápido, cuya retención varía entre 50 y 80 mm/año y vegetación poco desarrollada (puna):

$$a = -0.00252 \ln A + 0.030$$

Cuencas con agotamiento mediano, cuya retención es alrededor de 80 mm/año y vegetación mezclada (pastos, bosques y terrenos cultivados):

$$a = -0.00252 \ln A + 0.026$$

Cuencas con agotamiento reducido. Debido a la alta retención (> 100 mm/año) vegetación mezclada:

$$a = -0.00252 \ln A + 0.023$$

Dónde:

- a : Coeficiente de agotamiento por día
- A : Área de la cuenca (km²)
- ETP : Evapotranspiración potencial anual (mm/año)
- T : Duración de la temporada seca (días)
- R : Retención total de la cuenca (mm/año)

2.3.1.6. ALMACENIMIENTO HÍDRICO

Tres tipos de almacenes hídricos naturales que inciden en la retención de la cuenca son considerados:

- Acuíferos
- Lagunas y pantanos
- Nevados

Dependiendo del tipo de almacén hídrico natural se seleccionara la lámina de agua, como se muestra en el cuadro 14.

Cuadro 14 Lámina de Agua acumulada en los tres tipos de almacén hídrico

Tipo	Lámina Acumulada (mm/año)		
Napa Freática	Pendiente de la Cuenca		
	2 %	8 %	15 %
	300	250	200
Lagunas – Pantanos	500		
Nevados	500		

Fuente: Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana – Lutz Schölz Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones PLAN MERIS II

La determinación de la lámina "L" que almacena cada tipo de estos almacenes está dado por:

Acuíferos : $L_A = -750(I) + 315$

Siendo:

LA = Lámina específica de acuíferos

I = Pendiente de desagüe: $I \leq 15 \%$

Lagunas y Pantanos : $LL = 500 \text{ mm/mes}$

Siendo:

LL = Lámina específica de lagunas y pantanos

Nevados : $LN = 500 \text{ mm/mes}$

Siendo:

LN = lámina específica de nevados

Las respectivas extensiones o áreas fueron determinadas de los mapas y aerofotografías. Los almacenamientos de corto plazo no son considerados para este caso, estando los mismos incluidos en las ecuaciones de la precipitación efectiva.

2.3.1.7. ABSTECIMIENTO DE LA RETENCIÓN

El abastecimiento durante la estación lluviosa es uniforme para cuencas ubicadas en la misma región climática. En las regiones del Cuzco y Apurímac, el abastecimiento comienza en el mes de noviembre con 5%, alcanzando hasta enero el valor del 80% del volumen final. Las precipitaciones altas del mes de febrero completan el 20% restante, y las precipitaciones efectivas del mes de marzo escurren directamente sin contribuir a la retención.

Los coeficientes mensuales expresados en porcentaje del almacenamiento total anual se muestran en el Cuadro 15.

Cuadro 15 Almacenamiento hídrico durante la época de lluvias

Región	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
Cuzco	0	5	35	40	20	0	100
Huancavelica	10	0	35	30	20	5	100
Junín	10	0	35	30	30	5	100
Cajamarca	25	-5	0	20	25	35	100

Fuente: Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana – Lutz Schölz Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones PLAN MERIS

La lámina de agua A_i que entra en la reserva de la cuenca se muestra en forma de déficit mensual de la Precipitación Efectiva PE_i. Se calcula mediante la ecuación:

$$A_i = a_i \left(\frac{R}{100} \right)$$

Dónde:

A_i : Abastecimiento mensual, déficit de la precipitación efectiva (mm/mes)

a_i : Coeficiente de abastecimiento mensual

R : Retención de la cuenca (mm/año)

2.3.1.8. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MENSUAL PARA EL AÑO PROMEDIO

Está basado en la ecuación fundamental que describe el balance hídrico mensual a partir de los componentes descritos anteriormente:

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i$$

Donde:

CM_i = Caudal del mes i (mm/mes)

PE_i = Precipitación efectiva del mes i (mm/mes)

G_i = Gasto de la retención del mes i (mm/mes)

A_i = Abastecimiento del mes i (mm/mes)

2.3.1.9. GENERACIÓN DE LOS CAUDALES MENSUALES PARA PERIODOS EXTENDIDOS

A fin de generar una serie sintética de caudales para períodos extendidos, se

ha implementado un modelo estocástico que consiste en una combinación de un proceso Markoviano de primer orden, según las ecuaciones anteriores con una variable de impulso, que en este caso es la precipitación efectiva.

Con la finalidad de aumentar el rango de valores generados y obtener una óptima aproximación a la realidad, se utiliza además una variable aleatoria.

La ecuación integral para la generación de caudales mensuales es:

$$Q_t = B_1 + B_2(Q_{t-1}) + B_3(PE_t) + z(S)\sqrt{1 - r^2}$$

Dónde:

Q_t : Caudal del mes t (m³/s)

Q_{t-1} : Caudal del mes anterior (m³/s)

PE_t : Precipitación efectiva del mes (mm)

B_1 : Factor constante o caudal básico (m³/s)

Se calcula los parámetros B_1 , B_2 , B_3 , r y S sobre la base de los resultados del modelo para el año promedio por un cálculo de regresión con Q_t como valor dependiente y Q_{t-1} y PE_t , como valores independientes.

El proceso de generación requiere de un valor inicial, el cual puede ser obtenido en una de las siguientes formas:

- Empezar el cálculo en el mes para el cual se dispone de un aforo.
- Tomar como valor inicial el caudal promedio de cualquier mes.
- Empezar con un caudal cero, calcular un año y tomar el último valor como valor Q_0 sin considerar estos valores en el cálculo de los parámetros estadísticos del período generado.

2.3.1.10. RESTRICCIONES DEL MODELO

El modelo presenta ciertas restricciones de uso o aplicación tales como:

- El uso de los modelos parciales, únicamente dentro del rango de calibración establecido.
- Su uso es únicamente para el cálculo de caudales mensuales promedio.
- Los registros generados en el período de secas presentan una mayor confiabilidad que los valores generados para la época lluviosa.
- La aplicación del modelo se restringe a las cuencas en las que se ha calibrado sus parámetros (sierra peruana: Cusco, Huancavelica, Junín, Cajamarca)

Es importante tener en cuenta las mencionadas restricciones a fin de garantizar una buena performance del modelo

2.3.1.11. CALIBRACIÓN

Calibración del modelo para la cuenca del río Arma en la estación Salamanca. Para la calibración del modelo Lutz Schölz, se ha asumido los datos de la estación de Salamanca, que tiene un registro de datos corrido de 1965-2010, lo que permite calibrar el modelo precipitación-escorrentía.

Para ello se ha desarrollado la influencia del polígono de Thiessen, como se muestra en la figura siguiente.

Como se aprecia en la figura 22 la estación de mayor influencia sobre el área del trazo del canal es la estación Salamanca, por lo que se ha calibrado esta estación, con la finalidad de generar caudales en las microcuencas a lo largo del trazo del canal de conducción.

Figura 22 Poligono Thiessen – Cuenca Salamanca



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Durante los trabajos de campo se realizaron mediciones de caudales en varios puntos de interés y principalmente en el eje de la presa en donde coincide con la cuenca delimitado, con la finalidad de calibrar los resultados del modelo.

En la calibración se modificaron los valores del coeficiente de escorrentía, el valor del almacenamiento y el coeficiente de agotamiento, de tal manera de encontrar la mejor combinación de estos parámetros.

El escurrimiento de las aguas en las microcuencas durante el período de avenidas tiene su origen principalmente en la precipitación estacional, y

durante la época de estiaje de las descargas provienen de las lagunas y aportes subterráneos de la cuenca.

Para la calibración del modelo, ha sido necesario determinar el valor de cuatro parámetros, como son: el valor del coeficiente de retención R , el coeficiente de escorrentía C , el gasto de retención (b_i) que está en función del coeficiente w y el coeficiente de almacenamiento a_i para el periodo seco.

Para esto ha sido necesario iterar con distintos valores en una hoja de cálculo, preparada para este fin, hasta obtener series de caudales promedios mensuales generados, que comparados visualmente con las series mensuales de caudales aforados sea lo más semejante posible.

Sin embargo, esto no ha sido suficiente, por que nuevamente se realiza una segunda comparación de los caudales promedios mensuales que se generaban estocásticamente, con los caudales promedios mensuales aforados, ya que en el proceso de iteración se observa una diferencia entre su parte determinística y estocástica del modelo.

También, indicar que los valores de los parámetros obtenidos caen fuera del rango de los valores en donde el modelo Lutz Schölz ha sido recomendado, sin embargo en la estación calibrada muestra una variación espacial razonable. Concluidas todas las comparaciones de los caudales el modelo queda calibrado y validado.

2.3.1.12. GENERACIÓN DE DESCARGA

Se procedió a realizar los cálculos necesarios para el desarrollo de la metodología planteada anteriormente a fin de generar las descargas medias mensuales en la zona del proyecto.

Se presenta a continuación los parámetros básicos utilizados para las distintas microcuencas en estudio:

2.3.1.13. SECCIÓN DE SER EVALUADA

Para la generación de caudales en la sección de interés, fue preciso utilizar: las series de precipitación del área mensual según procedimiento descrito, los parámetros físicos de la subcuenca en el punto de interés, y luego poder reproducir descargas sintéticas haciendo uso del modelo Lutz Schölz calibrado. Los caudales medios mensuales generados para la sección de interés.

2.3.1.14. ESTABLECIMIENTO DE CAUDALES DISPONIBLES

Con la serie generada en el punto de interés, que se indican, ha sido posible determinar la disponibilidad hídrica no regulada del sistema hidráulico, que será la oferta hídrica, requerida para realizar el balance hídrico.

El caudal generado en el punto de interés se muestra en el Cuadro 32 al cuadro 36.

Para el cálculo de la disponibilidad hídrica, se ha utilizado el método de Weibull, que se ha aplicado al caudal medio mensual generado, y se opta los caudales mensuales con persistencias al 75%.

2.3.2. RESULTADOS DEL MÉTODO LUTZ SCHÖLZ

Los resultados del desarrollo del método Lutz Schölz se muestran en los cuadros 16, 17, 18 y 19.

Cuadro 16 Características Generales de la cuenca

Área de la cuenca (Km ²)	AR =	1,219.00
Altura Media de la Cuenca (msnm)	Hc =	4,050.00
Altura de la Estación de Referencia (msnm)	He =	3,200.00
Temperatura Estación de Referencia (°C)	Te =	10.30
Latitud Sur Centro de Gravedad de la Cuenca (° ' ")	LS =	15.60
Radiación extraterrestre para la cuenca (mm/año)	Ra =	5,200.00
Retención de la Cuenca (mm/año)	R =	80.00
Duración de la Temporada Seca (días)	TD =	214.00
Precipitación Media de la Cuenca (mm/año)	Pc =	303.63
Relación de Caudales (30 días)	bo =	0.84
Área de lagunas y acuíferos (km ²)	A lag =	3.00

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Cuadro 17 Cálculo de datos

$T_c = (T_e - (0.0053 \times (H_m - H_r)))$	$T_c =$	4.90
$F = 1.8 \times T_c + 32$	$F =$	40.82
E. T. P. DE LA CUENCA		
$ETP = 0.0075 \times 0.075 \times R_a \times (53.8^{.5}) \times F \times (1 + 0.06 \times H_c / 1000)$	$ETP =$	1,088.58
COEF. TEMPERATURA $C_t = 300 + 25 \times T_c + 0.05 \times T_c^3$	$C_t =$	428.38
DEFICIT ESCURRIDO $D_0 = 0.872 \times P_c + 1.032 \times ETP - 1380$	$D_0 =$	8.18
$D_1 = P_c / (0.9 + P_c^2 / C_t^2)^{.5}$	$D_1 =$	256.40

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Cuadro 18 Cálculo del Coeficiente de Escorrentía

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)	
$C1 = 0.914 - 2.36E-4 * Pc - 0.0581 * Tc$	C1 = 0.56
$C2 = 0.682 - 0.0526 * Tc - 1.36E-4 * Tc^2$	C2 = 0.42
$C3 = 1.813 - 1.87E-4 * Pc - 1.12E-3 * ETP$	C3 = 0.54
$C4 = 5.21 - 7.31 E-3 * ETP + 2.68E-6 * ETP^2$	C4 = 0.43
$C5 = 3.16E12 * Pc^{0.571} * ETP^{-3.686}$	C5 = 0.77
$C6 = 6.47 - 0.0691 * \ln(Pc) - 0.8 * \ln(ETP)$	C6 = 0.48
$C7 = (Pc - D0) / Pc$	C7 = 0.97
$C8 = (Pc - D1) / Pc$	C8 = 0.16
DECISION TOMADA PARA	C = 0.54

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Cuadro 19 Cálculo del Coeficiente de Agotamiento

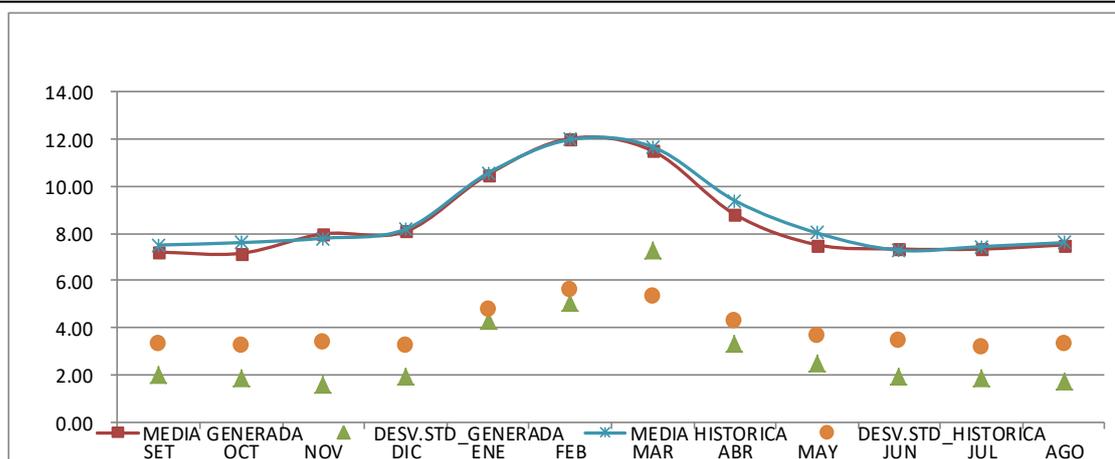
DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO	
$a1 = -0.00252 * \ln(AR) + 0.034$	a1 = 0.0161
$a2 = -0.00252 * \ln(AR) + 0.030$	a2 = 0.0121
$a3 = -0.00252 * \ln(AR) + 0.026$	a3 = 0.0081
$a4 = -0.00252 * \ln(AR) + 0.023$	a4 = 0.0051
$a = 3.1219E67 * (AR^{-0.1144}) * (EP^{-19.36}) * (T^{-3.369}) * (R^{-1.429})$	a = 0.0060
DECISION DEL COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO	a4 = 0.0060

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

A continuación se muestra en la tabla 15, los comparativos entre medias observada y generada con el modelo Lutz Schölz.

Tabla 15 Caudales con el Método Lutz Schölz

ITEM	SET	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	PROM
N° DATOS	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	46.00	
MEDIA GENERADA	7.21	7.16	7.98	8.08	10.50	12.04	11.51	8.81	7.52	7.34	7.34	7.51	8.58
DESV.STD_GENERADA	2.01	1.82	1.60	1.94	4.30	5.06	7.28	3.28	2.49	1.89	1.88	1.71	
N° DATOS	38.00	39.00	38.00	40.00	40.00	42.00	41.00	38.00	37.00	36.00	39.00	39.00	
MEDIA HISTORICA	7.51	7.61	7.79	8.19	10.56	11.99	11.68	9.40	8.02	7.28	7.44	7.61	8.76
DESV.STD_HISTORICA	3.31	3.23	3.36	3.26	4.77	5.62	5.32	4.29	3.64	3.48	3.20	3.28	



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Se aprecia en el gráfico que el modelo se ajusta en buenas condiciones al modelo, por lo que la generalizaremos para la generación de caudales en las microcuencas a lo largo del canal de conducción.

2.4. GENERACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

Se estimarán las máximas crecidas que se puedan presentar en las quebradas en la bocatoma, para lo cual se ha desarrollado un modelo precipitación-escorrentía, con la comparación de tres métodos de los cuales elegimos el de mayor confiabilidad.

2.4.1. INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y METEOROLÓGICA

A) Información Cartográfica

Carta Nacional a escala 1:100,000, elaborada por el Instituto Geográfico Nacional, cuya identificación es la siguiente:

Cotahuasi: (31 - q) y Chuquibamba: (32 - q).

B) Información Meteorológica.

Se ha empleado la estación de Salamanca (cuadro 20), tomado de la base de datos de la Autoridad Nacional del Agua, la variable utilizada es Precipitación Máxima en 24 horas y descargas máximas diarias, cuyo registro se muestra en la tabla 16 de precipitación máxima diaria y en la tabla17 las descargas máximas diarias.

Cuadro 20 Características de las estaciones en Salamanca

Id_Station	NOMBRE	ALTITUD (msnm)	COORDENADAS		TIPO DE REGISTRO
			NORTE	ESTE	
000801	SALAMANCA	3200	8284895	732581	Precipitación Maxima en 24 horas
204501	H_SALAMANCA	3153	8284191	731466	Caudal Máximo diario

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Tabla 16 Precipitación Máxima en 24 horas (mm)

QMD		CAUDAL MAXIMO DIARIO (m3/s)										DEPARTAMENT AREQUIPA	
ESTACION	204501	LONGITUD		72° 50'1									
	SALAMANCA	LATITUD		15° 51'1									
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	5.0	8.0		0.0					1.0		4.0	18.0	18.0
1965	4.0	15.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	0.0	1.0	2.0	15.0
1966	4.0	2.0	5.0	1.0	2.0	0.0	5.0	10.0	1.0	5.0	1.0	4.0	10.0
1967	22.0	22.0	13.0	12.0	1.0	0.0	2.0	2.0	1.0	0.0	2.0	6.0	22.0
1968	12.0	4.0	17.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	7.0	0.0	11.0	18.0	18.0
1969	9.0	14.0	21.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	21.0
1970	13.0	23.0	12.0	0.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	23.0
1971	17.0	15.0	9.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	26.0	26.0
1972	30.0	17.0	29.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	14.0	4.0	17.0	30.0
1973	19.0	20.0	23.0	13.0	0.0	0.0	0.0	7.0	15.0	0.0	11.0	9.0	23.0
1974	16.0	15.0	11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	3.0	0.0	7.0	14.0	16.0
1975	11.0	23.0	31.0	10.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	31.0
1976	21.0	10.0	13.0	0.0	0.0	0.0	13.0	3.0	7.0	0.0	0.0	0.0	21.0
1977	0.0	19.0	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	4.0	5.0	19.0
1978	9.0	10.0	12.0	3.0	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	4.0	15.0	2.0	15.0
1979	11.0	10.0	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	0.0	0.0	17.0
1980	0.0	0.0	10.0	8.0	0.0	0.0	10.0	0.0	0.0	9.0	9.0	0.0	10.0
1981	9.0	14.0	12.0	14.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0	2.0	33.0	33.0
1982	5.0	13.0	13.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	12.0	9.0	14.0	14.0
1983	9.0	8.0	12.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.0	0.0	0.0	7.0	12.0
1984	11.0	48.0	17.0	2.0	0.0	4.0	0.0	3.0	0.0	5.0	22.0	3.0	48.0
1985	0.0	14.0	14.0	8.0	0.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	5.0	14.0
1986	11.0	21.0	12.0	3.0	12.0	0.0	0.0	7.0	0.0	0.0	5.0	20.0	21.0
1987	24.0	19.0	10.0	0.0	0.0	1.0	14.0	0.0	0.0	6.0	0.0	0.0	24.0
1988	28.0	23.0	15.0	4.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.0	28.0
1989	10.0	16.0	9.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	9.0	0.0	16.0
1990	3.0	20.0	21.0	0.0	0.0	9.0	0.0	0.0	3.0	0.0	23.0	19.0	23.0
1991	15.0	6.0	18.0	13.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	10.0	0.0	5.0	18.0
1992	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	6.0	6.0
1993	12.0	15.0	11.0	3.0	0.0	0.0	0.0	7.0	0.0	2.0	0.0	4.0	15.0
1994	13.0	29.0	15.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	29.0
1995	22.0	1.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	10.0	18.0	22.0
1996	7.0	13.0	12.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	3.0	4.0	13.0
1997	11.0	32.0	13.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.0	10.0	0.0	0.0	20.0	32.0
1998	19.0	24.0	12.0	3.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	19.0	24.0
1999	17.0	12.0	31.0	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	9.0	0.0	9.0	31.0
2000	20.0	18.0	12.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	8.0	20.0
2001	12.0	25.0	16.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	2.0	0.0	0.0	25.0
2002	10.0	16.0	11.0	18.0	1.0	0.0	15.0	0.0	0.0	0.0	10.0	11.0	18.0
2003	10.0	14.0	10.0	4.0	7.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20.0	20.0
2004	19.0	21.0	7.0	0.0	0.0	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	21.0
2005	12.0	12.0	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0	0.0	0.0	11.0	12.0
2006	10.0	20.0	16.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	1.0	0.0	20.0
2007	12.0	17.0	11.0	8.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	17.0
2008	10.0	10.0	4.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	10.0
2009	14.0	14.0	13.0	12.0	0.0	0.0	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	15.0
2010	8.0	28.0	9.0	5.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0	28.0
2011	17.0	19.0	8.0	16.0									19.0
MAX	30.00	48.00	31.00	18.00	12.00	10.00	15.00	16.00	15.00	15.00	23.00	33.00	48.00

Fuente:

www.ana.gov.pe:808/snrh2/consPluviometriaDetalle.aspxid=SALAMANCA

Tabla 17 Descarga Máxima Diaria (m³/s)

ESTACION: CO SALAMANCA

Latitud: 15° 30' 10" S

Longitud: 72° 49' 49" W

Altitud: 3205 msnm

PARAMETRO: DESCARGA DIARIA (m³/s) – H Salamanca

AÑO	Set	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	MAX
1965	9.270	8.710	8.520	8.680	9.350	11.500	13.280	8.660	9.302	8.718	9.163	0.000	13.280
1966	8.908	11.087	9.422	10.911	18.943	24.164	24.255	11.486	9.104	8.704	0.000	9.235	24.255
1967	9.235	8.859	8.298	9.587	19.521	17.198	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	19.521
1968	0.000	0.000	8.522	10.712	10.742	33.095	9.518	9.649	9.140	10.146	10.129	9.816	33.095
1969	0.000	9.140	10.000	13.100	0.000	0.000	11.911	0.000	0.000	4.599	4.550	4.590	13.100
1970	0.000	0.000	0.000	9.426	0.000	18.563	15.618	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	18.563
1971	0.000	0.000	0.000	0.000	14.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	8.450	8.510	14.000
1972	8.330	10.900	10.400	12.100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.100	10.857	10.610	12.100
1973	11.100	11.091	0.000	0.000	29.400	25.300	12.900	10.900	10.500	10.400	9.950	10.600	29.400
1974	10.700	0.000	10.400	13.400	14.800	24.300	24.600	13.000	11.127	12.173	10.400	10.700	24.600
1975	11.900	10.740	12.500	11.700	21.200	0.000	18.300	14.863	0.000	0.000	0.000	16.409	21.200
1976	0.000	0.000	0.000	13.119	13.252	22.572	21.305	13.452	9.356	0.000	10.481	10.888	22.572
1977	10.747	10.947	11.786	11.337	13.780	19.133	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	19.133
1978	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.476	6.589	5.834	4.943	3.762	3.581	4.112	6.589
1979	4.422	5.082	4.970	4.923	5.763	5.697	6.639	4.645	4.073	3.962	4.017	3.638	6.639
1980	3.531	4.817	9.004	9.118	10.545	20.412	17.801	13.962	8.816	7.779	8.269	7.705	20.412
1981	7.601	8.097	9.091	11.327	13.021	13.410	11.167	17.274	8.031	8.052	8.403	8.062	17.274
1982	8.643	9.713	10.135	10.018	0.000	8.614	8.554	9.895	7.970	8.761	7.892	7.711	10.135
1983	7.743	7.946	7.804	7.346	14.175	19.026	26.442	14.633	10.987	10.362	9.964	9.942	26.442
1984	9.373	9.661	12.986	14.635	11.429	44.246	21.638	19.328	13.866	0.000	11.430	10.522	44.246
1985	11.135	10.687	12.207	12.028	26.898	25.725	22.315	21.341	14.398	10.836	9.755	9.693	26.898
1986	9.601	9.371	10.224	9.901	17.135	12.418	11.671	8.967	8.474	8.112	9.312	8.490	17.135
1987	7.748	7.657	7.888	7.713	19.844	29.680	17.160	13.532	9.315	8.689	8.682	8.398	29.680
1988	7.984	7.670	7.730	8.828	23.011	25.053	25.585	11.526	9.229	9.448	9.706	9.603	25.585
1989	8.736	8.819	9.294	8.423	9.098	9.089	11.351	8.747	9.241	9.661	8.653	10.338	11.351
1990	8.068	7.974	9.429	16.050	25.320	13.196	15.331	10.146	8.673	7.959	6.813	8.913	25.320
1991	7.389	8.994	8.848	8.479	8.972	8.140	8.108	7.814	7.557	9.059	10.819	8.559	10.819
1992	8.693	7.585	7.541	8.435	13.932	11.459	17.595	13.079	9.802	10.660	8.959	8.818	17.595
1993	7.670	8.832	8.309	10.542	22.695	24.884	14.413	11.754	10.840	10.181	9.372	8.386	24.884
1994	10.112	11.170	10.668	12.800	14.242	10.235	21.141	9.745	9.513	8.977	9.535	9.679	21.141
1995	9.066	7.990	9.979	9.953	12.725	14.682	22.085	13.316	9.989	9.878	9.381	8.380	22.085
1996	10.557	10.831	10.551	13.221	20.412	24.680	21.355	15.679	8.414	5.601	6.426	8.268	24.680
1997	6.685	6.034	6.414	8.569	14.945	13.236	9.983	9.086	6.352	5.991	5.498	0.000	14.945
1998	5.587	5.725	5.291	9.896	11.992	13.215	14.838	8.717	6.192	5.412	5.707	5.686	14.838
1999	5.490	6.147	5.249	7.066	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.066
2000	0.000	0.000	0.000	0.000	13.947	18.336	17.378	13.696	12.998	11.232	9.635	9.329	18.336
2001	9.300	9.462	7.913	8.245	11.361	18.393	21.338	18.013	12.260	7.254	6.736	5.511	21.338
2002	5.592	6.226	6.809	13.837	7.460	12.391	10.962	10.473	7.473	7.160	7.104	7.147	13.837
2003	0.000	6.893	6.748	0.000	10.415	17.309	10.835	11.136	6.355	5.578	6.039	6.440	17.309
2004	6.058	5.909	5.945	6.257	9.973	10.310	10.110	9.808	5.885	5.339	5.200	5.421	10.310
2005	5.613	5.154	5.225	8.093	14.168	16.935	12.047	7.302	6.866	6.304	6.223	6.462	16.935
2006	6.305	6.214	6.451	6.233	11.213	12.183	11.330	0.000	7.709	7.713	7.762	8.390	12.183
2007	7.482	7.727	7.682	8.633	12.438	9.561	9.997	7.837	7.050	6.566	6.944	6.970	12.438
2008	6.131	6.281	6.883	6.865	11.812	14.910	16.679	10.105	7.912	7.643	6.604	6.121	16.679
2009	6.195	6.127	0.000	5.823	7.595	13.997	11.041	7.283	6.589	6.250	6.123	7.561	13.997
2010	5.962	6.335	6.237	6.733	14.262	15.861	11.437	12.087	9.155	6.934	6.485	5.890	15.861
MAX	11.900	11.170	12.986	16.050	29.400	44.246	26.442	21.341	14.398	12.173	11.430	16.409	44.246

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.4.2. ANÁLISIS EXPLORATORIO DE DATOS

El AED consiste en el análisis de los datos empleando una variedad de técnicas (en su mayoría gráficas) para incrementar nuestro entendimiento sobre ellos y visualizar las relaciones existentes entre las variables analizadas. El AED es examinar los datos previamente a la aplicación de cualquier técnica estadística.

El AED abarca un gran ámbito; sin embargo, él proporciona métodos gráficos sencillos para organizar y preparar los datos, detectar fallas en el diseño y muestreo para recolectar los datos, tratamiento y evaluación de datos ausentes, identificación de valores atípicos y comprobación de los supuestos subyacentes en la mayor parte de las técnicas estadísticas.

Entre los objetivos más relevantes del AED están:

- Maximizar nuestro entendimiento de los datos.
- Describir la estructura subyacente que ellos tienen (normalidad, multimodalidad, asimetría, curtosis, linealidad, homogeneidad entre grupos, homocedasticidad, etc.).
- Detectar las variables importantes.
- Detectar valores atípicos y anomalías.
- Comprobar los supuestos implícitos en los análisis.
- Determinar los ajustes óptimos de los factores.
- Proporcionar al analista información relevante en cuanto al modelo que mejor ajusta los datos, una lista de valores atípicos, sentido de certeza en las conclusiones, estimaciones de los parámetros, grado de incertidumbre sobre las estimaciones, lista de las variables importantes, conclusiones sobre la significancia estadística de variables individuales.

2.4.2.1. ANÁLISIS DESCRIPTIVO DE SERIES TEMPORALES Y OUTLIERS

Las técnicas comprendidas dentro de este tema ayudan, por un lado, a entender el comportamiento global de una serie y a conocer las componentes que pueden estar contenidas en ella. Son útiles, además, cuando se trabaja con modelos, durante la etapa de identificación, para encontrar la estructura del modelo adecuada en principio a la serie de tiempo considerada. Los procedimientos aplicados son los gráficos box plot y de dispersión

Las características generales y estadísticas de las estaciones utilizadas, se presentan en el cuadro 21, esta última incluyen los siguientes parámetros insesgados:

$$\text{Media aritmética} \quad \bar{X} = \frac{\sum_{j=1}^n x_i}{n} \quad (1)$$

$$\text{Desviación estándar} \quad S = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad (2)$$

$$\text{Coeficiente de asimetría} \quad Cs = \frac{n \sum_{j=1}^n (x_i - \bar{X})^3}{(n - 1)(n - 2)S^3} \quad (3)$$

En las expresiones anteriores, xi son los n valores disponibles en cada registro de precipitación máxima diaria anual en milímetros.

Cuadro 21 Estadística descriptiva: Estación climatológica

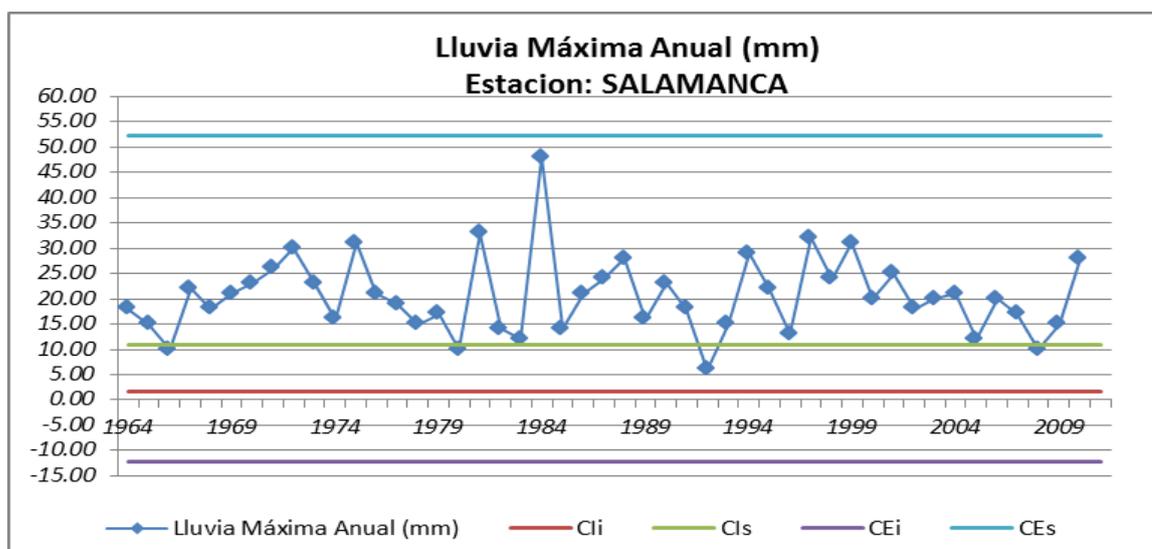
Estadística Descriptiva	
Nº Datos	48.000
Promedio	20.479
Máximo maximorum	48.000
Mediana	20.000
Desviación Standard	7.554

Coeficiente de Variación		0.369
Coeficiente de Asimetría		1.017
Valores Atípicos		
a.- Rango intercuartil	RI	9.00
b.- Paso	P	13.50
c.- Cercas Internas		
c.1.- Cerca Interna inferior	Cli	1.50
c.2.- Cerca Interna superior	CIs	10.50
d.- Cercas Externas		
d.1.- Cerca Externa inferior	CEi	-12.00
d.2.- Cerca Externa superior	CEs	51.00

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

En la figura 23 se muestra los picos máximos de precipitaciones alcanzados a lo largo del tiempo

Figura 23 Precipitaciones máximas a lo largo el tiempo



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.4.2.2. ANÁLISIS DE ESTACIONARIEDAD

Series estacionarias son aquellas que provienen de regímenes hidrológicos que no han sufrido alteraciones naturales o artificiales, mide la falta de tendencia en la serie de datos, una posibilidad es usar una regresión lineal y evaluar la significancia de la pendiente. En este caso, se pueden dividir los datos de la serie por su media (eje Y) y a los años se les resta 2000 (eje x).

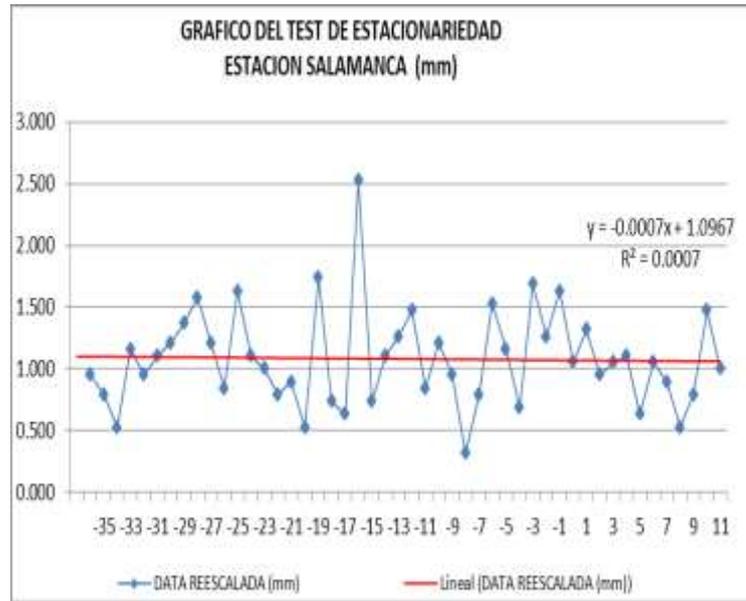
Se muestra en la tabla 18 las precipitaciones máximas para cada año y en la figura 24, los picos máximos de precipitaciones alcanzados a lo largo del tiempo.

Tabla 18 Test de estacionariedad estación Salamanca

Año	Lluvia Máxima Anual (mm)	AÑOS DE OCURRENCIA - 2000	DATA REESCALADA (mm)	Año	Lluvia Máxima Anual (mm)	AÑOS DE OCURRENCIA - 2000	DATA REESCALADA (mm)
1964	18.0	-36	0.947	1988	28.0	-12	1.474
1965	15.0	-35	0.789	1989	16.0	-11	0.842
1966	10.0	-34	0.526	1990	23.0	-10	1.211
1967	22.0	-33	1.158	1991	18.0	-9	0.947
1968	18.0	-32	0.947	1992	6.0	-8	0.316
1969	21.0	-31	1.105	1993	15.0	-7	0.789
1970	23.0	-30	1.211	1994	29.0	-6	1.526
1971	26.0	-29	1.368	1995	22.0	-5	1.158
1972	30.0	-28	1.579	1996	13.0	-4	0.684
1973	23.0	-27	1.211	1997	32.0	-3	1.684
1974	16.0	-26	0.842	1998	24.0	-2	1.263
1975	31.0	-25	1.632	1999	31.0	-1	1.632
1976	21.0	-24	1.105	2000	20.0	0	1.053
1977	19.0	-23	1.000	2001	25.0	1	1.316
1978	15.0	-22	0.789	2002	18.0	2	0.947
1979	17.0	-21	0.895	2003	20.0	3	1.053
1980	10.0	-20	0.526	2004	21.0	4	1.105
1981	33.0	-19	1.737	2005	12.0	5	0.632
1982	14.0	-18	0.737	2006	20.0	6	1.053
1983	12.0	-17	0.632	2007	17.0	7	0.895
1984	48.0	-16	2.526	2008	10.0	8	0.526
1985	14.0	-15	0.737	2009	15.0	9	0.789
1986	21.0	-14	1.105	2010	28.0	10	1.474
1987	24.0	-13	1.263	2011	19.0	11	1.000

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Figura 24 Test de estacionariedad estación Salamanca



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

En la estación de Salamanca, a la que se ha procedido de la forma siguiente, a la data de años se le ha restado 2000, (quedando como dato años de ocurrencia – 2000) esta se dibujará en el eje x, mientras que a la data de precipitación se le ha dividido entre el promedio ($18.79/21.60 = 0.866$), así para toda la data y años, esta se representa en el eje y. Como se muestra en el Tabla N°03 y en la Figura N° 03, De las cuales se puede deducir, que la estación Salamanca es estacionaria, pues no se presenta tendencia en su serie histórica 1964 – 2010.

2.4.2.3. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA U HOMOGENEIDAD

Este supuesto se refiere a la ausencia de un error sistemático aparecido en alguna estación, producto de un cambio en su posición o característica de funcionamiento.

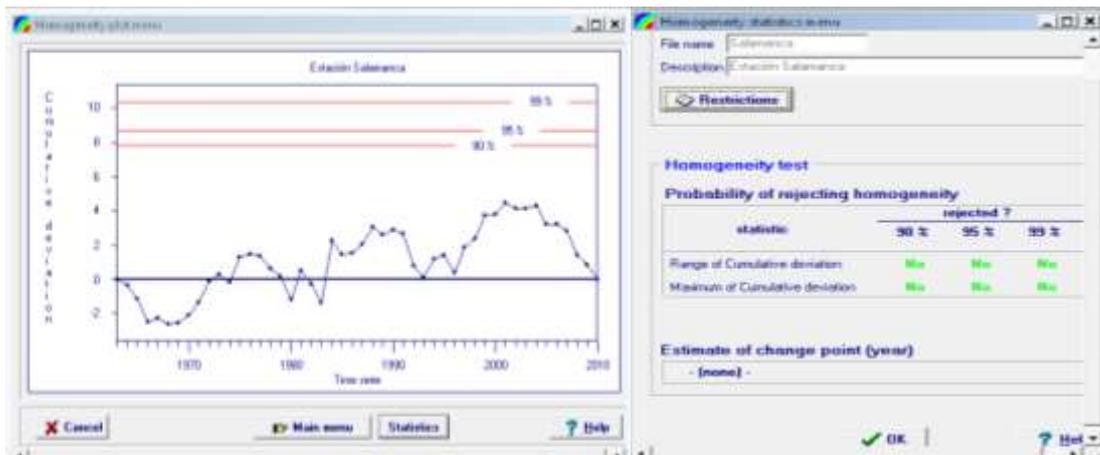
Puede ser abordado mediante uso de curvas de doble masa, aunque hay procedimiento más modernos, como el que ofrece el programa estadístico Rainbow v2.2 (Interuniversity programme in Water Resources Engineering.

K.U.Leuven – Vrije University Brussel IUPWARE, Bélgica), que se basa en las desviaciones acumuladas de la media:

$$S_k = \sum_{i=1}^k (X_i - \bar{X}) \quad k = 1, \dots, n \quad (4)$$

Para un registro homogéneo que se puede esperar que el SK fluctúan alrededor de cero, ya que no hay un patrón sistemático en las desviaciones de la X_i de su valor medio. Se muestra el test en la figura 25.

Figura 25 Test de homogeneidad para la estación Salamanca



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Los valores críticos para la prueba estadística de la prueba que se trazan la importancia de las desviaciones de homogeneidad en el menú gráfico de homogeneidad y (3 líneas horizontales). Si la desviación acumulada atraviesa una de las líneas horizontales de la homogeneidad del conjunto de datos se rechaza con respectivamente 90, 95 y 99% de probabilidad. La probabilidad de rechazar la homogeneidad del conjunto de datos se informa en el menú homogeneidad estadística.

2.4.3. ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO – SECTOR EL VADO

2.4.3.1. MÉTODO DE TRANSPOSICIÓN DE CUENCAS

Este modelo de generación determinística permite generar series sintéticas directamente desde una estación de registro de caudales hacia puntos de interés, mediante proporción de áreas y caudales, la expresión matemática del modelo es:

$$Q_S = \frac{A_S}{A_R} * Q_R$$

Donde:

QS = Caudal máximo generado en el punto de interés (cuenca sin registro) El Vado

QR = Caudal máximo diarios de la estación con registro (Salamanca)

AS = Área de influencia de la cuenca sin registro (El Vado)

AR = Área de influencia de la cuenca con registro (Salamanca)

La estación base a partir de la cual se hizo la generación de series sintéticas es la Estación Hidrométrica Salamanca, ubicada en el río del mismo nombre, correspondiente al periodo 1965 - 2010, cuya serie de caudales medios mensuales completados se presentan a continuación.

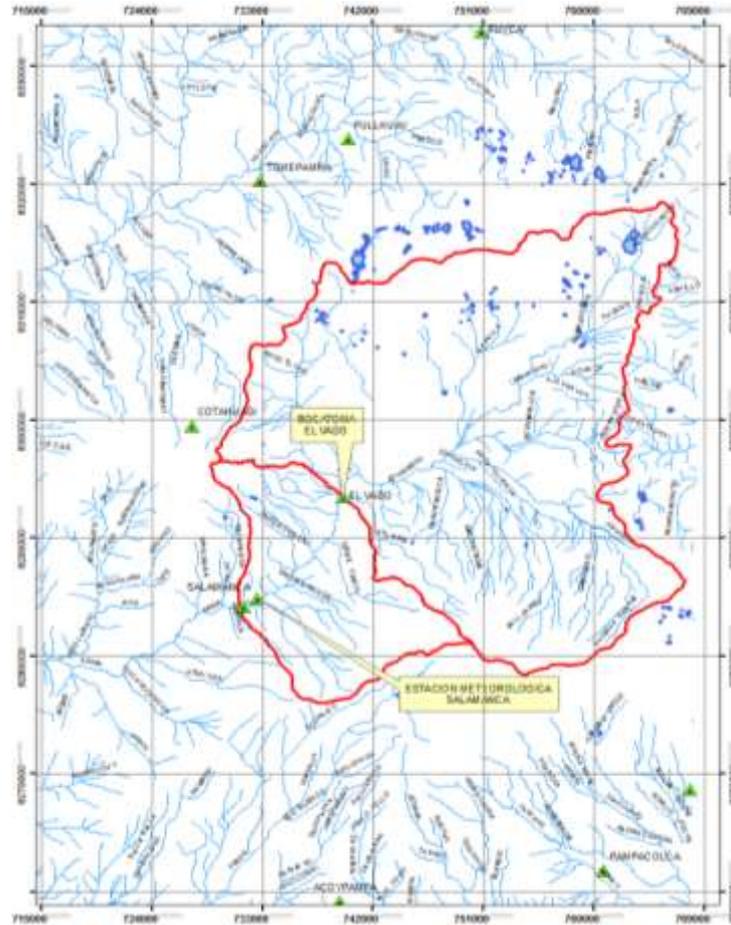
Las áreas de influencia de las cuencas con y sin registro se presentan en el cuadro 22, además el mapa donde se ubican la estación en la cuenca Salamanca, se muestra en la figura 26.

Cuadro 22 Áreas de las Cuencas El Vado y Salamanca

Cuenca	Área de Influencia (km2)
Río Salamanca (con registro)	1,219.00
Sector El Vado (sin registro)	945.00

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Figura 26 Cuenca de Salamanca y Cuenca el Vado



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

La relación de área para el presente estudio es el siguiente:

$$\frac{A_{Vado}}{A_{Salamanca}} = \frac{945}{1,219} = 0.7752 \text{ As}$$

A partir de la relación de área de cuencas se obtiene una nueva serie que se muestra en la tabla 19.

Tabla 19 La serie de caudales generados en el punto de interés (Sector El Vado).

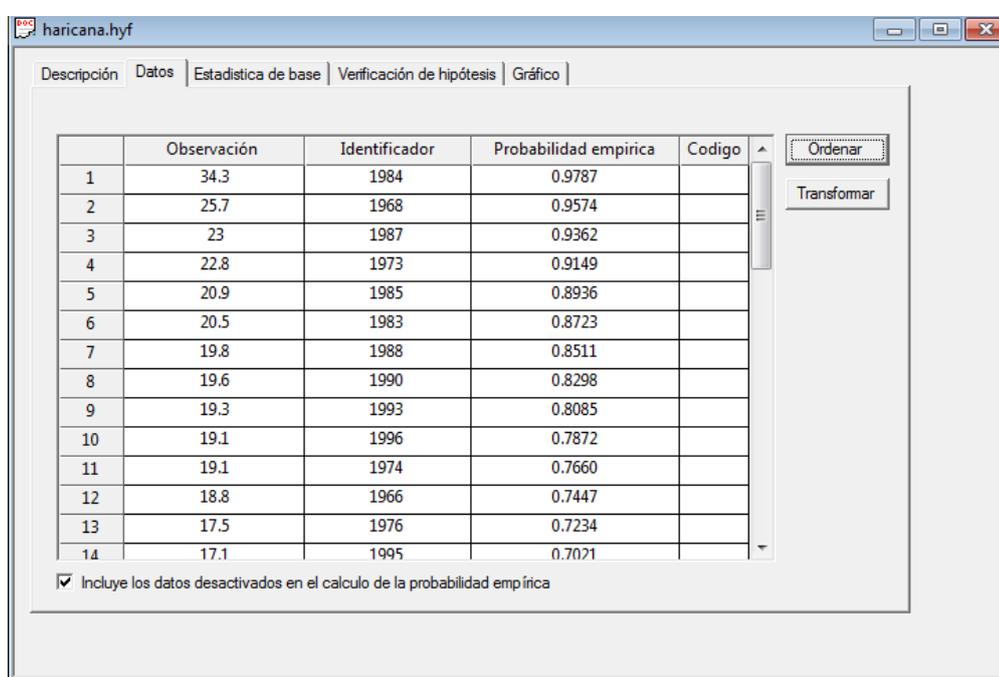
CAUDALES MAXIMOS DIARIOS (m3/s)													
METODO DE TRANSPOSICION PARA LA BOCATOMA EL VADO													
AÑO	Set	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	MAX
1965	7.186	6.752	6.605	6.729	7.248	8.915	10.295	6.713	7.211	6.758	7.103	0.000	10.295
1966	6.905	8.595	7.304	8.458	14.685	18.732	18.802	8.904	7.057	6.747	0.000	7.159	18.802
1967	7.159	6.867	6.433	7.432	15.133	13.332	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	15.133
1968	0.000	0.000	6.606	8.304	8.327	25.655	7.378	7.480	7.085	7.865	7.852	7.609	25.655
1969	0.000	7.085	7.752	10.155	0.000	0.000	9.233	0.000	0.000	3.565	3.527	3.558	10.155
1970	0.000	0.000	0.000	7.307	0.000	14.390	12.107	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	14.390
1971	0.000	0.000	0.000	0.000	10.853	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	6.550	6.597	10.853
1972	6.457	8.450	8.062	9.380	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.830	8.416	8.225	9.380
1973	8.605	8.598	0.000	0.000	22.791	19.613	10.000	8.450	8.140	8.062	7.713	8.217	22.791
1974	8.295	0.000	8.062	10.388	11.473	18.837	19.070	10.078	8.626	9.437	8.062	8.295	19.070
1975	9.225	8.326	9.690	9.070	16.434	0.000	14.191	11.522	0.000	0.000	0.000	12.720	16.434
1976	0.000	0.000	0.000	10.170	10.273	17.498	16.516	10.428	7.253	0.000	8.125	8.440	17.498
1977	8.331	8.486	9.137	8.788	10.682	14.832	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	14.832
1978	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.245	5.108	4.523	3.832	2.916	2.776	3.188	5.108
1979	3.428	3.940	3.853	3.816	4.467	4.416	5.147	3.601	3.157	3.071	3.114	2.820	5.147
1980	2.737	3.734	6.980	7.068	8.174	15.823	13.799	10.823	6.834	6.030	6.410	5.973	15.823
1981	5.892	6.277	7.047	8.781	10.094	10.395	8.657	13.391	6.226	6.242	6.514	6.250	13.391
1982	6.700	7.530	7.857	7.766	0.000	6.678	6.631	7.671	6.178	6.792	6.118	5.978	7.857
1983	6.002	6.160	6.050	5.695	10.988	14.749	20.498	11.344	8.517	8.033	7.724	7.707	20.498
1984	7.266	7.489	10.067	11.345	8.860	34.299	16.774	14.983	10.749	0.000	8.861	8.157	34.299
1985	8.632	8.285	9.463	9.324	20.851	19.942	17.299	16.544	11.161	8.400	7.562	7.514	20.851
1986	7.443	7.264	7.926	7.675	13.283	9.626	9.047	6.951	6.569	6.288	7.219	6.581	13.283
1987	6.006	5.936	6.115	5.979	15.383	23.008	13.302	10.490	7.221	6.736	6.730	6.510	23.008
1988	6.189	5.946	5.992	6.843	17.838	19.421	19.833	8.935	7.154	7.324	7.524	7.444	19.833
1989	6.772	6.836	7.205	6.530	7.053	7.046	8.799	6.781	7.164	7.489	6.708	8.014	8.799
1990	6.254	6.181	7.309	12.442	19.628	10.230	11.885	7.865	6.723	6.170	5.281	6.909	19.628
1991	5.728	6.972	6.859	6.573	6.955	6.310	6.285	6.057	5.858	7.023	8.387	6.635	8.387
1992	6.739	5.880	5.846	6.539	10.800	8.883	13.640	10.139	7.599	8.264	6.945	6.836	13.640
1993	5.946	6.847	6.441	8.172	17.593	19.290	11.173	9.112	8.403	7.892	7.265	6.501	19.290
1994	7.839	8.659	8.270	9.923	11.040	7.934	16.389	7.554	7.374	6.959	7.392	7.503	16.389
1995	7.028	6.194	7.736	7.716	9.864	11.381	17.120	10.323	7.743	7.657	7.272	6.496	17.120
1996	8.184	8.396	8.179	10.249	15.823	19.132	16.554	12.154	6.523	4.342	4.981	6.409	19.132
1997	5.182	4.678	4.972	6.643	11.585	10.261	7.739	7.043	4.924	4.644	4.262	0.000	11.585
1998	4.331	4.438	4.102	7.671	9.296	10.244	11.502	6.757	4.800	4.195	4.424	4.408	11.502
1999	4.256	4.765	4.069	5.478	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.478
2000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.812	14.214	13.471	10.617	10.076	8.707	7.469	7.232	14.214
2001	7.209	7.335	6.134	6.392	8.807	14.258	16.541	13.964	9.504	5.623	5.222	4.272	16.541
2002	4.335	4.826	5.278	10.726	5.783	9.606	8.498	8.119	5.793	5.550	5.507	5.540	10.726
2003	0.000	5.343	5.231	0.000	8.074	13.418	8.399	8.633	4.926	4.324	4.681	4.992	13.418
2004	4.696	4.581	4.609	4.850	7.731	7.992	7.837	7.603	4.562	4.139	4.031	4.202	7.992
2005	4.351	3.995	4.050	6.274	10.983	13.128	9.339	5.661	5.323	4.887	4.824	5.009	13.128
2006	4.888	4.817	5.001	4.832	8.692	9.444	8.783	0.000	5.976	5.979	6.017	6.504	9.444
2007	5.800	5.990	5.955	6.692	9.642	7.412	7.750	6.075	5.465	5.090	5.383	5.403	9.642
2008	4.753	4.869	5.336	5.322	9.157	11.558	12.930	7.833	6.133	5.925	5.119	4.745	12.930
2009	4.802	4.750	0.000	4.514	5.888	10.850	8.559	5.646	5.108	4.845	4.747	5.861	10.850
2010	4.622	4.911	4.835	5.219	11.056	12.295	8.866	9.370	7.097	5.375	5.027	4.566	12.295
MAX	9.225	8.659	10.067	12.442	22.791	34.299	20.498	16.544	11.161	9.437	8.861	12.720	34.299

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.4.3.2. APLICACIÓN DEL PROGRAMA HYFRAN PARA ESTIMAR EL CAUDAL MÁXIMO

Con las series obtenidas del método de transposición de cuencas, se elige el caudal máximo en cada año con el cual se utilizaran en el programa Hyfran, donde se ordena del mayor caudal al menor caudal sin tener en cuenta el año del caudal, como se muestra en la figura 27.

Figura 27 Caudales máximos ordenados de mayor a menor



	Observación	Identificador	Probabilidad empírica	Código
1	34.3	1984	0.9787	
2	25.7	1968	0.9574	
3	23	1987	0.9362	
4	22.8	1973	0.9149	
5	20.9	1985	0.8936	
6	20.5	1983	0.8723	
7	19.8	1988	0.8511	
8	19.6	1990	0.8298	
9	19.3	1993	0.8085	
10	19.1	1996	0.7872	
11	19.1	1974	0.7660	
12	18.8	1966	0.7447	
13	17.5	1976	0.7234	
14	17.1	1995	0.7021	

Incluye los datos desactivados en el cálculo de la probabilidad empírica

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

1.- Prueba de estacionaridad (Kendall)

Hipótesis

H0 No hay tendencia en las observaciones.

H1 Hay una tendencia en las observaciones.

Resultados

Valor de la estadística $|K| = 1.68$

Valor-p $p = 0.0938$

Conclusión

Aceptamos H_0 . a un nivel de significado de 5 %.

Resultados de ajuste

2.- GEV (Método de momentos)

Numero de observaciones 46

Parámetros

alpha 4.745864

k 0.043031

u 11.944544

Quintiles

$q = F(X)$: probabilidad de no-excedencia

$T = 1/(1-q)$

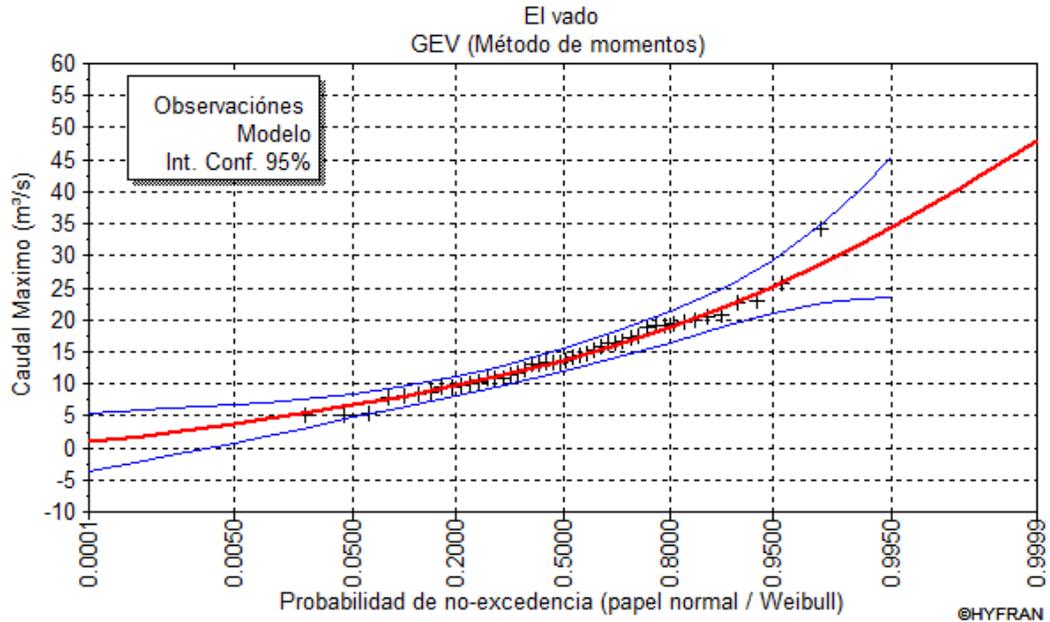
Se muestra en la tabla 20, los caudales máximos obtenidos del programa mediante el método GEV y en la figura 28, muestra la curva entre el caudal máximo y la probabilidad de no excedencia.

Tabla 20 Caudales máximos a partir del año de retorno – método GEV

T	q	XT	Desviación estándar	Interval de confianza (95%)
200.0	0.9950	34.4	5.62	23.4 – 45.4
100.0	0.9900	31.8	4.33	23.3 – 40.2
50.0	0.9800	29.0	3.24	22.6 – 35.3
20.0	0.9500	25.2	2.13	21.0 – 29.4
10.0	0.9000	22.1	1.57	19.0 – 25.2
5.0	0.8000	18.8	1.22	16.4 – 21.2
3.0	0.6667	16.1	1.04	14.1 – 18.2
2.0	0.5000	13.7	0.886	11.9 – 15.4

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Figura 28 Caudal máximo vs probabilidad de no excedencia – Método GEV



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

3.- Gumbel (Método de momentos)

Numero de observaciones 46

Parámetros

u 11.891550

alpha 4.500943

Quintiles

$q = F(X)$: probabilidad de no-excedencia

$T = 1/(1-q)$

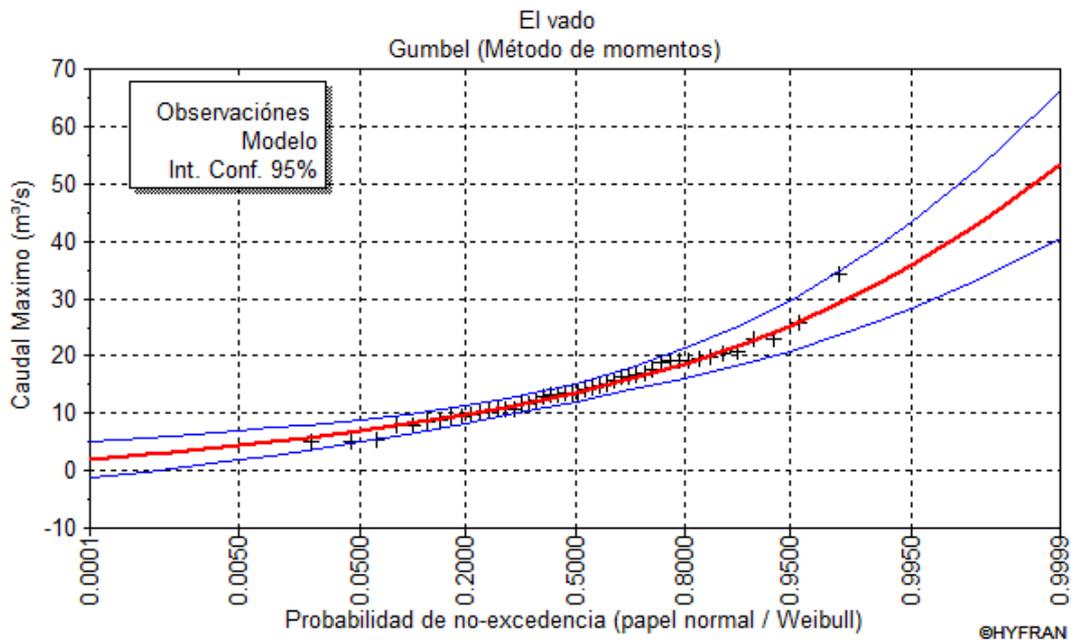
Se muestra en la tabla 21, los caudales máximos obtenidos del programa mediante el método GEV y en la figura 29, muestra la curva entre el caudal máximo y la probabilidad de no excedencia.

Tabla 21 Caudales máximos a partir del año de retorno – método Gumbel

T	q	XT	Desviación estándar	Intervalo de confianza (95%)
100.0	0.9900	32.6	3.34	26.0 – 39.1
50.0	0.9800	29.5	2.87	23.8 – 35.1
20.0	0.9500	25.3	2.24	20.9 – 29.7
10.0	0.9000	22.0	1.78	18.5 – 25.5
5.0	0.8000	18.6	1.32	16.1 – 21.2
3.0	0.6667	16.0	0.993	14.0 - 17.9
2.0	0.5000	13.5	0.781	12.0 - 15.1

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Figura 29 Caudal máximo vs probabilidad de no excedencia – Método Gumbel



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

4.- Log-normal (3 parámetros) (Método de momentos)

Numero de observaciones 46

Parámetros

m -5.236047

mu 2.940831

sigma 0.286658

Quintiles

$q = F(X)$: probabilidad de no-excedencia

$T = 1/(1-q)$

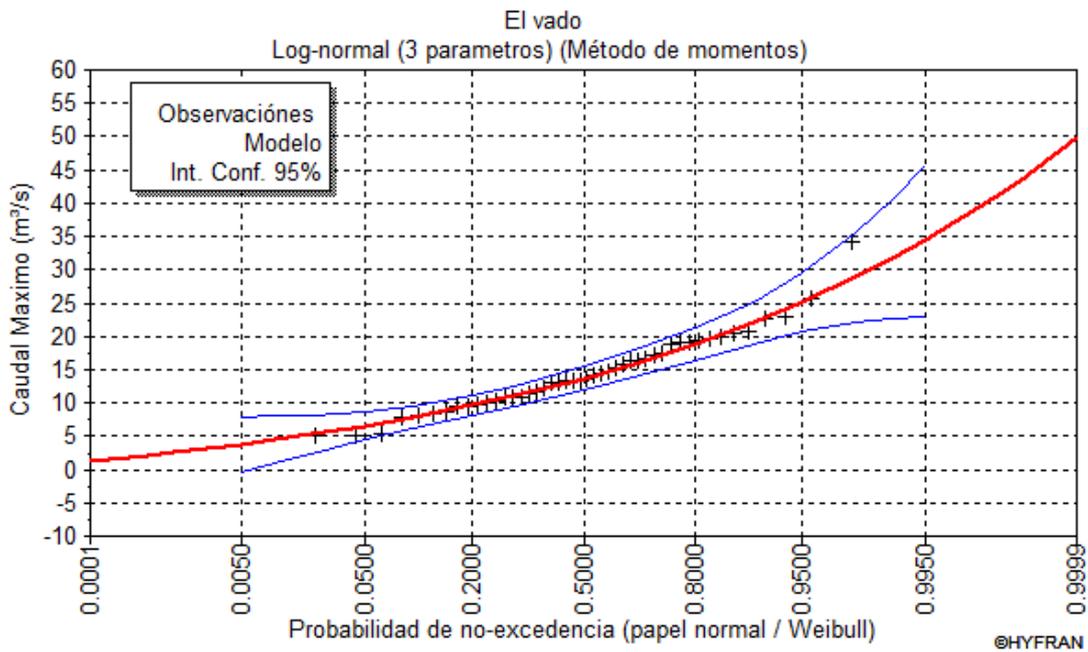
Se muestra en la tabla 22, los caudales máximos obtenidos del programa mediante el método GEV y en la figura 30, muestra la curva entre el caudal máximo y la probabilidad de no excedencia.

Tabla 22 Caudales máximos a partir del año de retorno – método Log-normal
(3 parámetros)

T	q	XT	Desviación estándar	Intervalo de confianza (95%)
100.0	0.9900	31.6	4.56	22.7 - 40.6
50.0	0.9800	28.9	3.46	22.1 - 35.7
20.0	0.9500	25.1	2.27	20.7 - 29.5
10.0	0.9000	22.1	1.61	18.9 - 25.3
5.0	0.8000	18.9	1.21	16.5 - 21.2
3.0	0.6667	16.2	1.06	14.1 - 18.3
2.0	0.5000	13.7	0.946	11.8 - 15.6

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Figura 30 Caudal máximo vs probabilidad de no excedencia – Método Log-normal (3 parámetros)



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

5.- COMPARACIÓN ENTRE LAS DISTRIBUCIONES EMPLEADAS

De acuerdo a las distribuciones analizadas, como se observa en la figura 31 para un período de 100 años, asumimos la distribución Gumbel.

Figura 31 Comparación de métodos de distribución

Criterios de comparación de las distribuciones

Periodo de retorno: ADVERTENCIA! El sistema de ayuda para la decisión (criterios de comparación, tal y como se indica en el menú de HYFRAN) está todavía en desarrollo. Así, deberá ser utilizado solamente como título indicativo.

Tamaño de la muestra:

Modelo	Nb. param.	XT	P(M)	P(M x)	BIC	AIC
Gumbel (Método de momentos)	2	32.597	50.00	83.95	293.942	290.285
Log-normal (3 parámetros) (Método de mom)	3	31.850	25.00	8.26	297.194	291.708
GEV (Método de momentos)	3	31.751	25.00	7.79	297.310	291.824

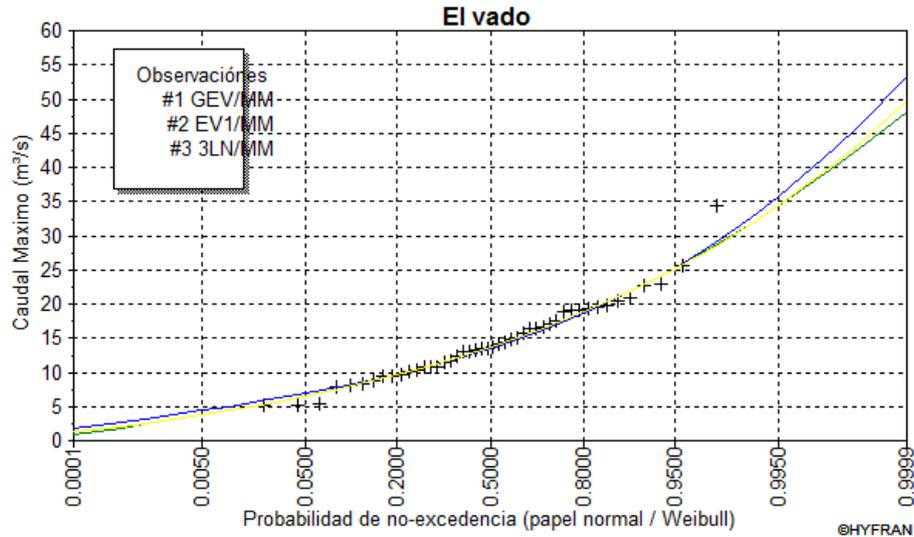
P(M) : Probabilidad a priori P(M | x) : Probabilidad a posteriori (método de Schwartz) P(M) : Probabilidad a priori AIC : criterio de información de Akaike

Pondero ponderado para la probabilidad A posteriori de los cuantiles :

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

En la figura 32 se muestra la curva a partir de la probabilidad de no excedencia, donde se observa el caudal máximo para un tiempo de retorno de 100 año.

Figura 32 Caudal máximo vs probabilidad de no excedencia – Método GEV



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

De acuerdo a la comparación de ajustes de distribución, se selecciona el ajuste de Gumbel, debido a que presenta mejor adecuación a la data presentada y con mejores características estadísticas.

En conclusión para la bocatoma El vado, se tienen los siguientes caudales máximos en diferentes períodos de retorno:

Tiempo de Retorno (años)	Caudal Máximo (m ³ /s)
5	18.60
10	22.00
20	25.30
50	29.50
100	32.60

Por lo tanto el caudal máximo asumido con fines de diseño es la distribución Gumbel, cuyo caudal es de 32.57 m³/s.

2.5. USOS Y DEMANADAS DE AGUA

La actividad principal de la población, se caracteriza por el manejo de los cultivos como la papa, trigo, cebada, arveja, maíz; etc. Conducidos sin criterio técnico, solo con los conocimientos agronómicos tradicionales, alcanzado resultados poco halagadores, convirtiéndose la agricultura una actividad permanente pero de subsistencia.

Los recursos hídricos que se va obtener de la Bocatoma “El Vado” del río Arma, en la cota 4 040 msnm, a fin que se va a destinar a fines de riego una área de 13 450 has. en las pampas de Los Alisos y Los Ceniceros Rojos del distrito de Chuquibamba, en la provincia de Condesuyos, además de otros usos multisectoriales. (Se puede observar en la Figura 3 Provincia de Condesuyos)

La actividad agrícola de cultivos es de tipo estacional parametrados por el clima, tipo de suelo, disponibilidad de recurso hídrico, sequia entre otros.

Este manejo de agua, que en casi su totalidad es riego tradicional por gravedad, será mejorado con el proyecto, y la utilización del agua derivada del río Arma será en las pampas destinadas a la ampliación de frontera agrícola, con riego presurizado por goteo que es más eficiente.

2.5.1. DEMANDA AGRÍCOLA

El análisis de la demanda de agua para riego está basado en la cedula de cultivos, para lo cual se tendrá en consideración los siguientes factores que determina la demanda de agua para riego durante el periodo vegetativo de cada uno de los cultivos propuestos, cuya demanda se detalla en los siguientes cuadros.

Para el cálculo de la demanda de agua con fines agrícolas, se ha considerado los siguientes parámetros:

- La cédula de cultivos propuesta
- EL período vegetativo de cada cultivo
- Los factores Kc de cada cultivo según Manual 56 – FAO, considerando experiencias locales.
- La evapotranspiración potencial, empleando métodos propuestos por la FAO.
- Eficiencia de riego deseable para el proyecto.
- Precipitación efectiva, empleando el método de USDA Soil Conservation Service.

Información Agronómica

- La información agronómica respecto al período vegetativo, duración de las fases fenológicas y magnitudes de Kc del cultivo considerado en el presente documento se ha extraído principalmente de: Les Besoins en Eau des Cultures por J. Doorenbos y W. O. Pruitt, Bull N° 24 de FAO, Roma 1980.

A) Metodología

- La metodología utilizada en este trabajo se refiere a dos aspectos:
- a.1.- El climático, correspondiente a la evaluación de la evapotranspiración potencial: EP, y
- a.2.- El agronómico correspondiente a las características pertinentes del cultivo elegido.

A.1.- Metodología Climática, Evaluación de la Evapotranspiración Potencial: Ep.

- Para el efecto de calcular los valores mensuales de la evapotranspiración potencial se ha utilizado la ecuación racional de Penman, que responde a la forma:

$$EP = \frac{\left(\frac{D}{C}\right) \times Rn + E}{\left(\frac{D}{C}\right) + 1/S}$$

En la que D : pendiente de la curva de tensión de vapor a saturación.
 C : Constante psicométrica = 0.66 milibares,
 Rn: radiación solar neta expresada en mm. día-1 de agua evaporada,

$$Rn = Q (1-a) - IR.$$

Siendo Q : radiación solar global,
 a : albedo, y
 IR : irradiación infrarroja.
 E : acción aerodinámica del aire,

$$E = 0.27 (1+0.002778v) (es - er)$$

Siendo v : velocidad del viento en m.s-1, a 2 m. del suelo
 es : tensión de vapor a saturación, y
 er : tensión de vapor real.
 1/S: 1.3 (según Milthorpe, 1960).

La demanda de agua para riego está basado en la cedula de cultivos que se muestra en la tabla 23, al obtener las cantidades necesarias por cada cultivo se obtiene un total y donde se resume la demanda por cada mes que se muestra en la tabla 24.

Tabla 23 Demanda hídrica agrícola

ANÁLISIS DE LA DEMANDA DE LA CEDULA INCORPORADA													
PROYECTO ARMA: AREA DE AMPLIACION													
CEDULA DE CULTIVOS PARA 13.450,00 Hás													
VARIABLE	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Dias	Dia	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Eto_dia	mm/dia	3.25	3.17	3.11	2.63	2.14	1.91	1.91	2.27	2.86	3.17	3.43	3.39
Eto_mes	mm/mes	100.9	88.8	96.5	78.8	66.4	57.3	59.3	70.4	85.8	98.4	103.0	105.1
EF Riego SP	%	50.4%	50.4%	50.4%	50.4%	50.4%	50.4%	50.4%	50.4%	50.4%	50.4%	50.4%	50.4%
Pp Efectiva	mm	43.00	51.40	46.60	3.20								9.80
Quinua													
Kc	--	1.00	0.60		0.50	0.60	0.80	1.00	0.60		0.50	0.60	0.80
Area	Ha	1945.00	1945.00		1945.00	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00		1945.00	1945.00	1945.00
Kc_Pond	--	1.00	0.60		0.50	0.60	0.80	1.00	0.60		0.50	0.60	0.80
UC	mm/mes/	100.90	53.28		39.40	39.84	45.84	59.30	42.24		49.20	61.80	84.08
Req_Vol_Nt	m3/mes/	579.0	18.8		362.0	398.4	458.4	593.0	422.4		492.0	618.0	742.8
Req_Vol_Br	m3/mes/	1,149	37		718	790	910	1,177	838		976	1,226	1,474
Horas de Riego	Hr/Dia	24	24		24	24	24	24	24		24	24	24
Mod_Riego	lt/s/ha	0.43	0.02		0.28	0.30	0.35	0.44	0.31		0.36	0.47	0.55
Caudal Disp.	lt/s	834.24	29.99		538.97	574.03	682.49	854.41	608.61		708.89	920.12	1,070.25
Md													
Kc	--	1.10	1.20	1.20	0.75	0.75	0.75	0.75	0.40	0.40	0.30	0.40	0.60
Area	Ha	1938.00	1938.00	1938.00	1938.00	1938.00	1938.00	1938.00	1938.00	1938.00	1938.00	1938.00	1938.00
Kc_Pond	--	1.10	1.20	1.20	0.75	0.75	0.75	0.75	0.40	0.40	0.30	0.40	0.60
UC	mm/mes/	110.99	106.56	115.80	59.10	49.80	42.98	44.48	28.16	34.32	29.52	41.20	63.06
Req_Vol_Nt	m3/mes/	679.9	551.6	692.0	559.0	498.0	429.8	444.8	281.6	343.2	295.2	412.0	532.6
Req_Vol_Br	m3/mes/	1,349	1,094	1,373	1,109	988	853	882	559	681	586	817	1,057
Horas de Riego	Hr/Dia	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
Mod_Riego	lt/s/ha	0.50	0.45	0.51	0.43	0.37	0.33	0.33	0.21	0.26	0.22	0.32	0.39
Caudal Disp.	lt/s	976.10	876.75	993.47	829.28	714.95	637.54	638.50	404.28	509.14	423.80	611.20	764.63
Granado													
Kc	--	1.10	1.20	1.20	0.75	0.75	0.75	0.75	0.40	0.40	0.30	0.40	0.60
Area	Ha	2515.00	2515.00	2515.00	2515.00	2515.00	2515.00	2515.00	2515.00	2515.00	2515.00	2515.00	2515.00
Kc_Pond	--	1.10	1.20	1.20	0.75	0.75	0.75	0.75	0.40	0.40	0.30	0.40	0.60
UC	mm/mes/	110.99	106.56	115.80	59.10	49.80	42.98	44.48	28.16	34.32	29.52	41.20	63.06
Req_Vol_Nt	m3/mes/	679.9	551.6	692.0	559.0	498.0	429.8	444.8	281.6	343.2	295.2	412.0	532.6
Req_Vol_Br	m3/mes/	1,349	1,094	1,373	1,109	988	853	882	559	681	586	817	1,057
Horas de Riego	Hr/Dia	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
Mod_Riego	lt/s/ha	0.50	0.45	0.51	0.43	0.37	0.33	0.33	0.21	0.26	0.22	0.32	0.39
Caudal Disp.	lt/s	1,266.71	1,137.78	1,289.25	1,076.18	927.81	827.35	828.61	524.64	660.72	549.98	793.18	992.28
Lúcuma													
Kc	--	1.10	1.20	1.20	0.75	0.75	0.75	0.75	0.40	0.40	0.30	0.40	0.60
Area	Ha	1135.00	1135.00	1135.00	1135.00	1135.00	1135.00	1135.00	1135.00	1135.00	1135.00	1135.00	1135.00
Kc_Pond	--	1.10	1.20	1.20	0.75	0.75	0.75	0.75	0.40	0.40	0.30	0.40	0.60
UC	mm/mes/	110.99	106.56	115.80	59.10	49.80	42.98	44.48	28.16	34.32	29.52	41.20	63.06
Req_Vol_Nt	m3/mes/	679.9	551.6	692.0	559.0	498.0	429.8	444.8	281.6	343.2	295.2	412.0	532.6
Req_Vol_Br	m3/mes/	1,349	1,094	1,373	1,109	988	853	882	559	681	586	817	1,057
Horas de Riego	Hr/Dia	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
Mod_Riego	lt/s/ha	0.50	0.45	0.51	0.43	0.37	0.33	0.33	0.21	0.26	0.22	0.32	0.39
Caudal Disp.	lt/s	571.66	513.47	581.83	485.67	418.72	373.38	373.94	236.77	298.18	248.20	357.95	447.81
Tara													
Kc	--	1.10	0.50	0.50	0.50	0.50	0.40	0.40	0.40	0.25	0.25	0.40	0.40
Area	Ha	1075.00	1075.00	1075.00	1075.00	1075.00	1075.00	1075.00	1075.00	1075.00	1075.00	1075.00	1075.00
Kc_Pond	--	1.10	0.50	0.50	0.50	0.50	0.40	0.40	0.40	0.25	0.25	0.40	0.40
UC	mm/mes/	110.99	44.40	48.25	39.40	33.20	22.92	23.72	28.16	21.45	24.60	41.20	42.04
Req_Vol_Nt	m3/mes/	679.9	-	16.5	362.0	332.0	229.2	237.2	281.6	214.5	246.0	412.0	322.4
Req_Vol_Br	m3/mes/	1,349	-	33	718	659	455	471	559	426	488	817	640
Horas de Riego	Hr/Dia	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
Mod_Riego	lt/s/ha	0.50	0.01	0.28	0.25	0.18	0.18	0.18	0.21	0.16	0.18	0.32	0.24
Caudal Disp.	lt/s	541.44	-	13.14	297.89	264.39	188.61	188.89	224.25	176.51	195.90	339.03	256.74
Maiz Chala													
Kc	--	0.90	0.70	0.60	0.60		0.50	0.90	0.70	0.60	0.60		0.50
Area	Ha	1632.00	1632.00	1632.00	1632.00			1632.00	1632.00	1632.00	1632.00		1632.00
Kc_Pond	--	0.90	0.70	0.60	0.60		0.50	0.90	0.70	0.60	0.60		0.50
UC	mm/mes/	90.81	62.16	57.90	47.28		28.65	53.37	49.28	51.48	59.04		52.55
Req_Vol_Nt	m3/mes/	478.1	107.6	113.0	440.8		286.5	533.7	492.8	514.8	590.4		427.5
Req_Vol_Br	m3/mes/	949	213	224	875		568	1,059	978	1,021	1,171		848
Horas de Riego	Hr/Dia	24	24	24	24		24	24	24	24	24		24
Mod_Riego	lt/s/ha	0.35	0.09	0.08	0.34		0.22	0.40	0.37	0.39	0.44		0.32
Caudal Disp.	lt/s	578.01	144.02	136.61	550.68		-	-	595.78	643.12	713.77		-
Aifalfa													
Kc	--	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.80	0.80	0.80	0.60	0.80
Area	Ha	2500.00	2500.00	2500.00	2500.00	2500.00	2500.00	2500.00	2500.00	2500.00	2500.00	2500.00	2500.00
Kc_Pond	--	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.80	0.80	0.80	0.60	0.80
UC	mm/mes/	121.08	106.56	115.80	94.56	79.68	68.76	71.16	56.32	68.64	78.72	61.80	84.08
Req_Vol_Nt	m3/mes/	780.8	551.6	692.0	913.6	796.8	687.6	711.6	563.2	686.4	787.2	618.0	742.8
Req_Vol_Br	m3/mes/	1,549	1,094	1,373	1,813	1,581	1,364	1,412	1,117	1,362	1,562	1,226	1,474
Horas de Riego	Hr/Dia	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
Mod_Riego	lt/s/ha	0.58	0.45	0.51	0.70	0.59	0.53	0.53	0.42	0.53	0.58	0.47	0.55
Caudal Disp.	lt/s	1,446.02	1,131.00	1,281.56	1,748.36	1,475.65	1,315.86	1,317.86	1,043.03	1,313.57	1,457.87	1,182.67	1,375.64
Tuna Forrajera													
Kc	--	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Area	Ha	710.00	710.00	710.00	710.00	710.00	710.00	710.00	710.00	710.00	710.00	710.00	710.00
Kc_Pond	--	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
UC	mm/mes/	75.68	66.60	72.38	59.10	49.80	42.98	44.48	52.80	64.35	73.80	77.25	78.83
Req_Vol_Nt	m3/mes/	326.8	152.0	257.8	559.0	498.0	429.8	444.8	528.0	643.5	738.0	772.5	690.3
Req_Vol_Br	m3/mes/	648	302	511	1,109	988	853	882	1,048	1,277	1,464	1,533	1,370
Horas de Riego	Hr/Dia	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
Mod_Riego	lt/s/ha	0.24	0.12	0.19	0.43	0.37	0.33	0.33	0.39	0.49	0.55	0.59	0.51
Caudal Disp.	lt/s	171.86	88.51	135.57	303.81	261.93	233.57	233.92	277.71	349.74	388.16	419.85	363.04

Fuente: Proyecto Arma – área de ampliación. 2014

Tabla 24 Resumen de demanda hídrica agrícola

Cálculo de la Eficiencia de Riego	
Tipo de Eficiencia	%
Eficiencia de Conducción	90.00
Eficiencia de Distribución	80.00
Eficiencia de Aplicación	70.00
Total Eficiencia de Riego	0.5040

VARIABLE	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Area Total	Ha	13,450.00	13,450.00	13,450.00	13,450.00	11,818.00	11,818.00	11,818.00	13,450.00	11,505.00	13,450.00	13,450.00	11,818.00
Dda Agua Total	lt/s	6,386.02	3,921.53	5,428.49	5,830.83	4,637.48	4,258.79	4,436.14	3,915.06	3,950.98	4,686.58	4,624.00	5,270.39
Dda Agua Total	Hm3	17.10	10.50	14.54	15.62	12.42	11.41	11.88	10.49	10.58	12.55	12.38	14.12
TOTAL	Hm3												153.60

Fuente: Proyecto Arma – área de ampliación. 2014

2.5.2. CAUDAL ECOLÓGICO

La creciente demanda social de un medio ambiente más limpio ha impuesto en la planificación hidráulica la consideración de que en los cauce regulados circulen, al menos, unos 'caudales ecológicos' o 'caudales mínimos medioambientales'. El concepto de estos "caudales ecológicos" comprende enfoques científicos que normalmente ocupan a profesionales diferentes, con áreas de trabajo disjuntas. El término caudal es elemento básico de hidráulicos e ingenieros gestores del recurso agua, mientras que el adjetivo ecológico nos refiere al mundo de la biología y de la gestión de la naturaleza.

Por ello, la fijación de caudales ecológicos es una tarea con una clara vocación multidisciplinar.

Un caudal circulante por un cauce podría ser considerado como ecológico, siempre que fuese capaz de mantener el funcionamiento, composición y estructura del ecosistema fluvial que ese cauce contiene en condiciones naturales.

Es evidente que existe una gama amplia de caudales circulantes que son ecológicos para un determinado cauce. Así podríamos definir, dentro de esta gama de caudales, entre unos extremos máximos y otros mínimos. En los casos más frecuentes, en que el agua es considerada un recurso escaso, nos

interesará especialmente ese valor mínimo. Pero habrá casos en que será necesario vaciar muy rápidamente un embalse (ante la amenaza de inundaciones, la necesidad de producción hidroeléctrica, o de trasvase de aguas), y en estos casos habrá que fijar también los valores máximos del caudal circulante por el cauce, para mantener la estabilidad de los recursos biológicos.

Dos cuestiones significativas surgen de esta definición a la hora de cuantificar esos caudales ecológicos:

- ¿A qué comunidad, cuya composición, estructura y funcionamiento se pretende mantener, se refiere?
- ¿Cómo evaluar los impactos de las diferentes detracciones al caudal natural, y como averiguar cuál es la máxima detracción que permite el mantenimiento del ecosistema?

A la primera cuestión es conceptual y existen diversas respuestas, desde aquellas que se refieren a las comunidades existentes al construirse la captación, hasta aquellas que hablan de mantener las comunidades que en estado natural prístino.

En teoría, los ríos naturales serían aquellos que estén en condiciones prístinas, es decir que en ellos el hombre no ha intervenido significativamente. Dados los tiempos históricos en que nos hallamos, es imposible encontrar un ecosistema fluvial no intervenido.

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL ECOLÓGICO

Estimaremos el caudal ecológico del río Arma aguas debajo de la bocatoma El Vado, usando el criterio generalizado del 10% del caudal medio⁷, que se muestra en la tabla 25.

⁷ Autoridad Nacional del Agua, Ley de Recursos Hídricos y su relación con los Caudales Ecológicos, Lima – Perú, Ley 29338 – Ley de Recursos Hídricos.

a) Aplicando del Método del 10%:

Qe = 10% Qmedio.

Tabla 25 Caudal Ecológico Río Arma (Sector El Vado)

CAUDAL ECOLOGICO GENERADOS (m3/s) - METODO TRANSPOSICION													
EL VADO													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
1965	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73
1966	0.64	0.69	0.77	0.63	0.64	0.63	0.66	0.62	0.63	0.63	0.64	0.64	0.65
1967	0.71	1.16	1.28	0.76	0.64	0.63	0.78	0.64	0.64	0.64	0.62	0.62	0.76
1968	1.10	1.04	1.20	1.11	0.92	0.81	0.83	0.87	0.86	0.83	0.58	0.66	0.90
1969	0.66	1.10	0.70	0.70	0.70	0.73	0.75	0.71	0.65	0.66	0.70	0.71	0.73
1970	0.88	0.66	0.78	0.66	0.73	0.30	0.31	0.30	0.34	0.30	0.30	0.63	0.52
1971	0.69	0.86	0.95	0.97	0.96	0.92	0.74	0.81	0.86	0.86	1.05	1.01	0.89
1972	1.06	0.96	1.07	0.93	0.85	0.86	0.65	0.66	0.65	0.74	0.73	0.74	0.82
1973	0.64	0.56	0.58	0.65	0.60	0.74	0.76	0.74	0.79	0.82	0.86	0.91	0.72
1974	1.78	1.64	0.80	0.81	0.77	0.81	0.75	0.79	0.81	0.79	0.77	0.86	0.95
1975	0.95	1.87	1.67	0.88	0.82	0.85	0.74	0.78	0.81	0.79	0.78	0.81	0.98
1976	1.05	1.10	1.21	0.97	0.96	1.06	0.91	0.89	0.87	0.77	0.77	0.90	0.96
1977	0.93	1.17	1.19	0.95	0.70	0.66	0.78	0.78	0.77	0.81	0.78	0.81	0.86
1978	0.90	0.84	0.84	0.88	0.72	0.72	0.92	0.90	0.93	0.91	0.92	0.92	0.87
1979	0.99	0.40	0.42	0.37	0.30	0.27	0.26	0.29	0.30	0.36	0.37	0.37	0.39
1980	0.41	0.42	0.39	0.33	0.30	0.29	0.29	0.25	0.26	0.30	0.59	0.60	0.37
1981	0.66	1.22	0.97	0.80	0.62	0.56	0.59	0.59	0.58	0.61	0.61	0.63	0.70
1982	0.78	0.81	0.74	0.84	0.61	0.60	0.61	0.61	0.63	0.67	0.66	0.66	0.69
1983	0.70	0.62	0.62	0.61	0.59	0.61	0.58	0.58	0.57	0.61	0.55	0.53	0.60
1984	0.79	1.23	1.67	0.95	0.80	0.75	0.74	0.74	0.69	0.70	0.77	0.84	0.89
1985	0.72	1.71	1.37	1.21	0.92	0.95	0.80	0.79	0.80	0.79	0.81	0.83	0.97
1986	1.27	1.71	1.53	1.25	0.83	0.77	0.69	0.71	0.72	0.72	0.73	0.75	0.97
1987	1.21	0.79	0.71	0.64	0.63	0.60	0.67	0.62	0.57	0.57	0.58	0.57	0.68
1988	0.92	1.10	0.93	0.84	0.67	0.60	0.64	0.61	0.60	0.58	0.57	0.61	0.72
1989	0.92	1.34	1.34	0.79	0.66	0.66	0.66	0.69	0.64	0.62	0.62	0.62	0.80
1990	0.64	0.64	0.72	0.63	0.64	0.64	0.60	0.61	0.58	0.57	0.63	0.84	0.64
1991	1.14	0.86	0.93	0.67	0.62	0.57	0.50	0.55	0.54	0.56	0.58	0.61	0.68
1992	0.63	0.60	0.60	0.57	0.55	0.57	0.62	0.59	0.59	0.55	0.55	0.58	0.58
1993	0.83	0.68	0.97	0.82	0.68	0.64	0.64	0.65	0.57	0.57	0.57	0.69	0.69
1994	1.07	1.11	0.94	0.83	0.78	0.71	0.65	0.57	0.63	0.80	0.78	0.77	0.80
1995	0.83	0.77	1.02	0.67	0.66	0.65	0.65	0.67	0.62	0.57	0.64	0.63	0.70
1996	0.73	0.98	0.95	0.86	0.72	0.68	0.63	0.64	0.71	0.76	0.76	0.83	0.77
1997	1.15	1.28	1.32	0.76	0.50	0.37	0.39	0.48	0.42	0.41	0.40	0.46	0.66
1998	0.72	0.77	0.60	0.52	0.42	0.42	0.39	0.41	0.40	0.41	0.39	0.43	0.49
1999	0.66	0.81	0.79	0.54	0.44	0.38	0.40	0.39	0.41	0.43	0.37	0.39	0.50
2000	0.41	0.41	0.53	0.50	0.44	0.43	0.50	0.55	0.52	0.49	0.52	0.62	0.49
2001	0.68	1.06	1.04	0.85	0.89	0.69	0.67	0.62	0.58	0.58	0.55	0.58	0.73
2002	0.63	1.06	1.05	0.95	0.65	0.48	0.42	0.40	0.41	0.41	0.45	0.62	0.63
2003	0.51	0.74	0.71	0.61	0.53	0.51	0.53	0.53	0.58	0.50	0.50	0.46	0.56
2004	0.64	0.60	0.55	0.55	0.44	0.41	0.43	0.45	0.44	0.44	0.44	0.44	0.49
2005	0.54	0.59	0.54	0.54	0.40	0.39	0.40	0.40	0.40	0.39	0.39	0.48	0.45
2006	0.68	0.92	0.76	0.53	0.49	0.48	0.47	0.47	0.47	0.47	0.48	0.47	0.56
2007	0.60	0.67	0.79	0.65	0.58	0.38	0.57	0.56	0.57	0.58	0.56	0.60	0.59
2008	0.79	0.64	0.64	0.55	0.52	0.49	0.49	0.48	0.47	0.47	0.49	0.47	0.54
2009	0.61	0.80	0.72	0.60	0.59	0.53	0.48	0.46	0.46	0.46	0.44	0.44	0.55
2010	0.50	0.66	0.66	0.52	0.48	0.60	0.64	0.56	0.51	0.37	0.39	0.44	0.53
2011	0.67	1.00	0.77	0.75	0.62	0.51	0.48	0.44	0.44	0.44	0.43	0.48	0.59
2012	0.67	0.85	0.63	0.67	0.52	0.45	0.44	0.40	0.55	0.54	0.80	0.67	0.60
2013	0.73	1.05	0.84	0.64	0.63	0.60	0.56	0.48	0.47	0.50	0.49	0.53	0.63
2014	0.66	0.59	0.64	0.57	0.51	0.48	0.45	0.47	0.48	0.48	0.48	0.47	0.52
N° DATOS	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
MEDIA GENERA/	0.80	0.92	0.88	0.73	0.64	0.60	0.60	0.59	0.59	0.59	0.60	0.64	0.68
DESV.STD	0.25	0.34	0.30	0.19	0.16	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
Q.MAXIMO	1.78	1.87	1.67	1.25	0.96	1.06	0.92	0.90	0.93	0.91	1.05	1.01	0.98
Q.MINIMO	0.41	0.40	0.39	0.33	0.30	0.27	0.26	0.25	0.26	0.30	0.30	0.37	0.37
Volumen (Hm3)	2.13	2.22	2.36	1.90	1.71	1.56	1.60	1.58	1.53	1.59	1.56	1.71	21.46

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.5.3. DEMANDA DEL CONSUMO HUMANO

Para el desarrollo de la tesis se puede utilizar la información del Proyecto de Irrigación Pampa de Majes, la Irrigación Majes tiene desarrollado 13 000,0 has de tierras sobre la cota 1 700,0 msnm aproximadamente, el área que se estima que se va a beneficiar de la Bocatoma el Vado es de 13 450,0 has. También sobre la cota 1 700,0 msnm, por tanto están en un mismo piso altitudinal y con igual clima.

La dinámica propia de la Irrigación Majes ha desarrollado los asentamientos urbano-rurales de servicios a la producción La Colina, El Alto, los Asentamientos B y D, El Pedregal, los cuales están dentro de la jurisdicción de una municipalidad distrital, teniendo alguno de ellos Consejo Menor en razón del tamaño de su población, estos asentamientos urbano-rurales tienen en la actualidad una población permanente de más de 80 000,0 habitantes, un estudio elaborado por un consultor privado, por encargo de la Municipalidad Distrital de Majes daba una población aproximada de 100 000 habitantes para el año 2012, considerando a los jornaleros de mano de obra empleados en Pampas Bajas y otras asociaciones que pretenden establecerse en áreas periféricas de la Irrigación Majes.

Población de Diseño

Con fines de cálculo de la demanda de agua para usos poblacionales, aceptando la similitud con la Irrigación Majes que ha desarrollado 13 000 has. y el componente el área de beneficiarios de la Bocatoma el Vado que desarrollará 13 450 has., ambas en tierras eriazas con igual piso altitudinal y clima, se acepta una población a final de proyecto de 80 000 habitantes, como población de saturación.

Se trata de asentamientos urbano-rurales del tipo concentrado, por lo que se considera que el abastecimiento de agua será domiciliario.

Dotación de Consumo

El Reglamento Nacional de Edificaciones considera una dotación de 220 lits/hab/día para climas templados y cálidos; Vierendel en su libro de Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, para poblaciones de más de 50 000 habitantes recomienda una dotación de 250 lits/hab/día para climas templados, tomando la dotación del RNE de 220 lits/hab/día, la demanda de agua de la población a final de proyecto será:

80 000 habitantes x 220 lits/hab/día = 17 600 000 lits/día = 203,70 lits/s.

Caudal máximo anual de la demanda diaria $Q = 246,81$ lits/s.

Caudal anual máximo de la demanda horaria $Q = 366,66$ lits/s.

Adicionalmente se tiene una población dispersa en las áreas de producción que puede ser estimada en un quinto de la población, que será atendida con un caudal $Q = 73,33$ lits/s., con lo que se tiene un consumo poblacional de máxima demanda horaria $Q = 366,66$ lits/s + $73,33$ lits/s = $439,99$ lits/s. = $0,440$ m³/s. En el Cuadro 23, se muestra la demanda poblacional total.

Cuadro 23 Estimación de la demanda hídrica poblacional

ESTIMACION DE LA DEMANDA HIDRICA PARA USO POBLACIONAL													
Dotación	220 l/hab/día												
Población esperada	80,000 habitantes												
Qpromedio (l/s)	203.7 l/s												
Qmaxdiaria	264.8 l/s												
Qmaxhorario	366.7 l/s												
Qmaxhorario poblacion dispersa	73.3 l/s												
	Qmaxhorario Total												440.0 l/s
Q diario	38,016.00 m ³ /día												
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAR	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Uso poblacional (Hm ³)	1.18	1.06	1.18	1.14	1.18	1.14	1.18	1.18	1.14	1.18	1.14	1.18	13.88

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

2.5.4. DEMANDA TOTAL

Demanda para uso humano $Q = 0,440 \text{ m}^3/\text{s}$.

La demanda para usos industriales resulta de la sumatoria de los caudales parciales considerados, por tanto $\sum Q =$ Demanda por los sectores de A.- Granjas + B.- Establos C. Industrias = $910,00 \text{ lits/s.} = 0,910 \text{ m}^3/\text{s}$. En la tabla 26, se muestra la demanda total.

Tabla 26 Estimación de la demanda hídrica total

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAR	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Uso poblacional (Hm ³)	1.18	1.06	1.18	1.14	1.18	1.14	1.18	1.18	1.14	1.18	1.14	1.18	13.88
Usos industrial	2.28	4.08	3.10	1.87	1.55	2.23	2.15	2.08	2.02	2.37	1.94	1.56	27.24
TOTAL	32.18	29.06	32.18	31.14	32.18	31.14	32.18	32.18	31.14	32.18	31.14	32.18	41.12

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

La demanda total para consumo humano y usos agroindustriales que el Proyecto Integral de Desarrollo Arma planteará en el período de consolidación será de $Q = 440 + 910 = 1350,0 \text{ lits/s.} = 1,35 \text{ m}^3/\text{s}$.

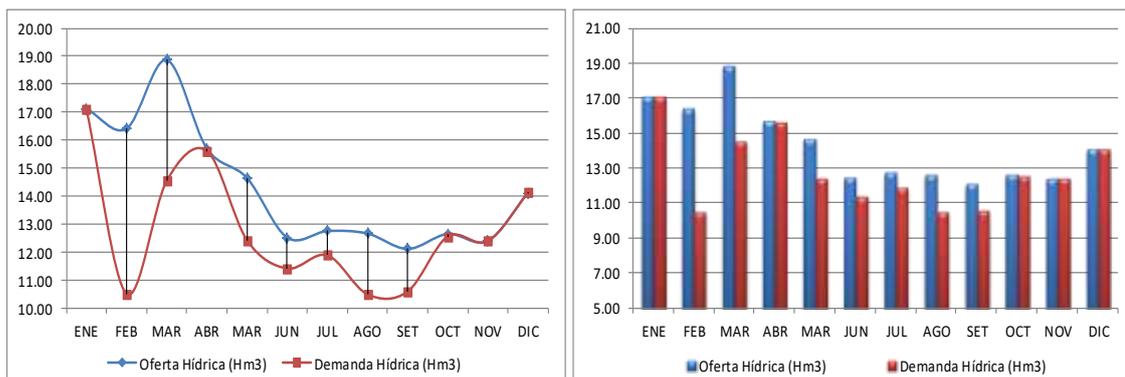
2.6. BALANCE HÍDRICO MENSUALIZADO

Balance Hídrico Agrícola

A continuación se muestra en el cuadro 24, el balance hídrico entre la demanda hídrica agrícola, para 13,450.00 has. Cuyo volumen requerido es de 153,60 Hm³ y la oferta hídrica al 75% de persistencia en la zona proyectada para la bocatoma El Vado, cuyo volumen es 171,93 Hm³, como se muestra en el cuadro siguiente.

Cuadro 24 Balance Hídrico con fines agrícolas

DETALLE	ENE	FEB	MAR	ABR	MAR	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Oferta Hídrica (Hm3)	17.12	16.41	18.86	15.70	14.64	12.51	12.75	12.66	12.11	12.64	12.40	14.11	171.93
Oferta Hídrica (m3/s)	6.39	6.78	7.04	6.06	5.47	4.83	4.76	4.73	4.67	4.72	4.78	5.27	5.46
Demanda Hídrica (Hm3)	17.10	10.50	14.54	15.62	12.42	11.41	11.88	10.49	10.58	12.55	12.38	14.12	153.60
Demanda Hídrica (m3/s)	6.39	4.34	5.43	6.03	4.64	4.40	4.44	3.92	4.08	4.69	4.78	5.27	4.87
DÉFICIT/SUPERAVIT (Hm3)	0.02	5.91	4.32	0.08	2.22	1.11	0.86	2.17	1.52	0.09	0.01	0.00	18.33
DÉFICIT/SUPERAVIT (m3/s)	0.01	2.44	1.61	0.03	0.83	0.43	0.32	0.81	0.59	0.03	0.00	0.00	0.59



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

El cuadro muestra que la oferta hídrica al 75%, cubre la demanda hídrica con fines de riego para en proyecto, es decir no existe demanda insatisfecha.

BALANCE HÍDRICO TOTAL.

A continuación se presenta en el cuadro 25, la comparación entre la oferta total y la demanda total para fines de Desarrollo de la tesis. En el cuadro siguiente se aprecia, la oferta hídrica disponible de 221,30 Hm³, debidamente mensualizados, de este volumen corresponde por concepto de caudal ecológico el volumen es de 22,13 Hm³ y con fines agrícola 171,93 Hm³ (al 75 % de persistencia), como se puede apreciar en el cuadro mostrado a continuación:

Cuadro 25 Balance Hídrico Total (Todo uso)

SECTOR EL VADO		VOLUMNES MENSUALES (Hm ³)												
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAR	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
OFERTA HIDRICA	OFERTA TOTAL	21.56	22.77	24.40	19.53	18.00	16.38	16.55	16.38	15.70	16.68	15.93	17.42	221.30
	Vol_al_75%	17.12	16.41	18.86	15.70	14.64	12.51	12.75	12.66	12.11	12.64	12.40	14.11	171.93
	Vol_Q_Ecológico	2.16	2.28	2.44	1.95	1.80	1.64	1.66	1.64	1.57	1.67	1.59	1.74	22.13
DEMANDA HIDRICA	DEMANDA TOTAL	20.56	15.65	18.81	18.63	15.15	14.77	15.21	13.74	13.75	16.10	15.47	16.86	194.72
	Agrícola	17.10	10.50	14.54	15.62	12.42	11.41	11.88	10.49	10.58	12.55	12.38	14.12	153.60
	Vol_Uso_poblacional	1.18	1.06	1.18	1.14	1.18	1.14	1.18	1.18	1.14	1.18	1.14	1.18	13.88
	Vol_Uso_Industrial	2.28	4.08	3.10	1.87	1.55	2.23	2.15	2.08	2.02	2.37	1.94	1.56	27.24
BALANCE HIDRICO		0.99	7.12	5.59	0.90	2.84	1.60	1.34	2.63	1.95	0.58	0.47	0.56	26.58

Reserva		
Uso Agrícola (Vol_al_75%)	171.93 Hm ³	5.45 m ³ /s
Usos poblacionales	13.88 Hm ³	0.44 m ³ /s
Usos industrial	27.24 Hm ³	0.86 m ³ /s
Reserva	213.04 Hm³	6.76 m³/s

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Los usos agrícolas están debidamente garantizados (oferta al 75% de persistencia 171.93 Hm³, para cubrir una demanda hídrica agrícola de 13 450 has.)

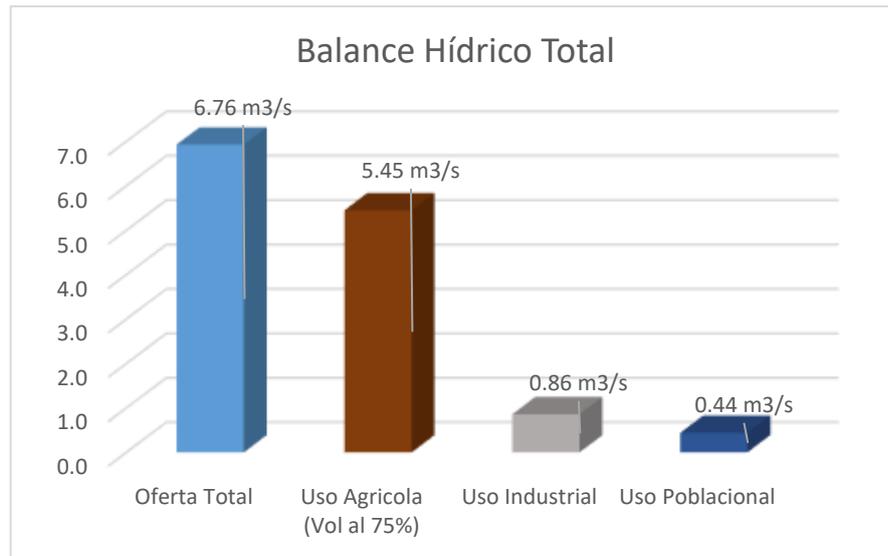
Además de garantizar un volumen por caudal ecológico de 22.13 Hm³.

Se ha calculado para usos poblacionales, un volumen anual de 13.88 Hm³, que representa 0,44 m³/s

Por lo que el volumen medio anual disponible en el río Arma es de 221.30 Hm³, que representa un caudal medio anual de 6.76 m³/s.

Al realizar el balance hídrico total, se puede expresar que nuestra oferta cubre nuestra demanda total, donde también se puede notar que sigue habiendo un caudal sobrante, todo se muestra en la figura 33.

Figura 33 Balance hídrico Total (m³/s)



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

De ese volumen disponible la **reserva solicitada es de 213.04 Hm³**.

2.7. GEOLOGÍA – GEOTECNIA

Para la parte de la geología y geotecnia, se realizó algunos estudios, como mencionamos las características encontradas en la zona. En cuanto a la metodología utilizada, primero se ha obtenido la información del INGEMMET, luego se han contrastado estudios existentes sobre el área del proyecto, efectuados por Vera & Moreno S.A Consultores en 1987 y AUTODERAC en 1994, luego se ha recorrido el área total de la bocatoma, determinando o verificando las formaciones presentes en superficie para su posterior correlación con la información geológica, luego se han ubicado los puntos de exploración (calicatas) en el área.

2.7.1. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS GENERALES

El área de la bocatoma está ubicada en la vertiente del Pacífico de la Cordillera de los Andes, comprendiendo desde las altas montañas como el nevado

Coropuna; que conforman cuencas hidrográficas; hasta las estribaciones cordilleranas, en el distrito de Andaray.

El relieve actual, de las superficies de la región, es el resultado de una intensa actividad volcánica desarrollada paralelamente a la evolución andina, como consecuencia de ello se observan numerosos conos volcánicos de periodos terciarios y cuaternarios, especialmente en las altas montañas, que conforman el arco volcánico, que lleva la denominación de Arco Volcánico del Barroso. Todas estas superficies han sido disectadas y erosionadas con diferente intensidad, formando valles profundos que descienden abruptamente hacia la costa.

2.7.1.1. CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS

El área de la Bocatoma tiene un relieve característico propio de las zonas altas Cordilleranas tipo sierra. El modelado tiene control estructural y litológico, donde los factores climáticos e hidrológicos han jugado un papel importante, cuyas características actuales son:

- UNIDADES GEOMORFOLOGICAS

El desarrollo geomorfológico nos muestra geformas suaves y moderadas en su mayor área y agreste en los valles.

El modelado es el resultado de la influencia decisiva de los procesos volcánicos y tectónicos sucedidos casi durante el Terciario y Cuaternario que han ocasionado el levantamiento y hundimiento de bloques. La desnivelación fluvial probablemente pre Barroso, así como han controlado la morfología actual, esto ha permitido diferenciar sus unidades geomorfológicas, que son: Casquetes de Nieves perpetuas, conos volcánicos y altiplanicie.

a.- Casquetes de Nieves Perpetuas

Se nota claramente 3 zonas con nieves perpetuas, que corresponde a los volcanes nevados: Fisura, Solimana y Coropuna, con altitudes de 5,498, 6,093 y 6,377 m.s.n.m. respectivamente y siendo el último, el que ocupa mayor extensión.

En los últimos años se han evidenciado un retroceso glaciario, la presencia de estos glaciares es relativa y está sujeta a condiciones climatológicas, los glaciares se encuentran por encima de los 5 000 m.s.n.m.

El control de la existencia de los casquetes de nieve es la altitud.

b.- Conos Volcánicos

En las partes más altas entre Cotahuasi y Chuquibamba se tienen 3 conos volcánicos formando un triángulo, regionalmente presentan dirección andina que siga hacia el Este – Oeste, por lo que Salvador Mendiola (1965), la denominó Arco Volcánico Barroso. Estos conos volcánicos han jugado un papel importante en el desarrollo geomorfológico de la zona.

Litológicamente consta de rocas volcánicas. Las formas cónicas fueron modificadas por los glaciares que descendieron de los casquetes glaciares en forma radial. La morfología es agreste y empinada en la parte central y radialmente disminuye la pendiente.

c.- Altiplanicie

Es la unidad más extensa que ocupa casi la tercera parte del cuadrángulo de Chuquibamba (cuadrángulo 32-q Chuquibamba, INGEMMET 1999).

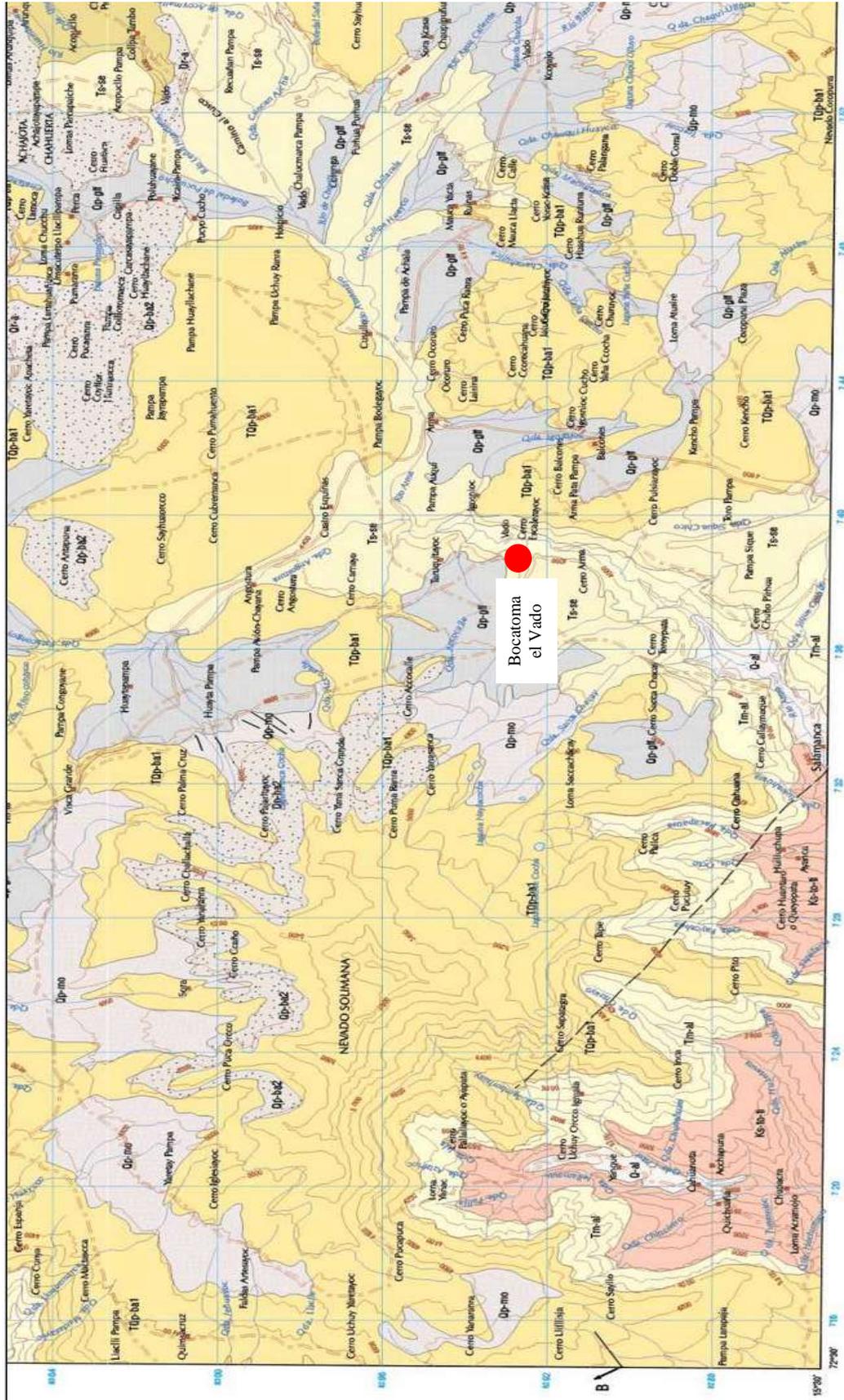
Las elevaciones varían entre 4 000 y 4 900 m.s.n.m., la topografía es moderada, localmente se tienen valles controlados por fallas, también existen pequeños conos volcánicos. Así como morrenas y abundantes

bofedales, esta unidad se caracteriza por una planicie bien definida y algún valle Glaciar de extensión local.

2.7.1.2. LITOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA

En el área comprometida con la Bocatoma, se han reconocido unidades estratigráficas que abarcan edades desde el Precámbrico al Cuaternario Reciente, como se aprecia en la figura 34 y sus características se describen a continuación (Resumen del boletín 050 del INGEMMET. 1994):

Figura 34 Geología Regional de la zona de la Bocatoma



Fuente: http://www.ingemmet.gob.pe/publicaciones/serie_a/mapas/indice.htm - 31q Cotahuasi

- **Formación Millo (Ts-mi)**

Se le conoce con el nombre de formación, a un conjunto litológico heterogéneo, constituidos por mantos de tufos riolíticos blandos, compactos, con un espesor de 10 a 50 m intercalándose con areniscas tufáceas, lodolitas, con lentes de conglomerados de matriz arenosa de color gris, con clastos de 5 a 20 cm y capas de areniscas tufáceas intercaladas con arcilla o limos compactos grises u rosados.

Esta secuencia sedimentaria de origen continental tiene su exposición en ambas márgenes del río Arma, en la quebrada Angostura y aproximadamente hasta el túnel 6 de la **Plataforma** de derivación.

A esta formación se le ha asignado una edad desde el Plioceno inferior al Plioceno medio (Terciario Superior)

- **Depósitos Glaciofluviales (Qr - glf)**

Los depósitos Glaciofluviales del pleistoceno, ocupan las partes más bajas de los nevados Coropuna, Solimana y Fisura, como consecuencia de la destrucción de las morrenas por la acción pluvial, ocupando las planicies y quebradas pequeñas, sobre las planicies están constituidos principalmente por los mismos materiales de las morrenas.

- **Depósitos Aluviales (Q – al)**

Generalmente bajo esta denominación han sido agrupadas en el “Plano Geológico Regional”, muchos depósitos que cubren una gran extensión reflejando valles, quebradas y conformando terrazas de cauce y terrazas anegadizas, litológicamente están conformado por mezclas de arenas, gravas y limos poco consolidados, en parte constituyendo estratificación o lentes y que en su márgenes están interdigitados con otros depósitos de ladera con granulometría más gruesa.

En el levantamiento geológico – geotécnico en escala 1:2 000 y 1: 200 se ha subdividido estos depósitos de modo detallado en coluviales, fluviales, eluviales y aluviales y mixtos. En los valles y ríos principales se forman terrazas bajas de pequeñas extensión, abanicos y conos de deyección depositados por los tributarios.

El espesor es variable y pueden alcanzar desde algunos metros hasta decenas de metros de potencia y su edad pertenece al cuaternario reciente.

- **Depósitos Coluviales (Qr-col)**

Se ubican al pie de los cerros (laderas), han sido originados principalmente por el efecto de la gravedad, que desplaza las coberturas o rocas descompuestas de las partes superiores de las laderas.

Litológicamente están conformadas por mezclas de bloques, gravas y arenas angulosas con poco relleno de arena-limosa, generalmente sueltos o de compactación media a baja. Una buena parte del trazo de la plataforma del trazo principal, especialmente los primeros 20 km, se desarrolla comprometiendo este tipo de depósitos.

El espesor de estos depósitos puede variar desde algunos metros en las coberturas de laderas, hasta alcanzar decenas de metros en el pie de Monte.

En el “Plano Geológico Regional” no han sido separados de los depósitos aluviales, pero al igual que estos constituyen depósitos importantes en extensión y espesor.

- **Depósitos Eluviales (Qr-el)**

Estos depósitos son el producto de la alteración física y química de la roca ígnea formado en el mismo lugar, llamado también suelos residuales o suelos in-situ. Se les ubica en los cerros y colinas de

pendientes suaves, corresponden a materiales detríticos de escasa potencia, generalmente del orden de los metros y de escaso volumen.

- **Depósitos Fluviales (Qr-fl)**

Son depósitos propios de los ríos y del sedimento que en él se forman, se les ubica en los cursos de los ríos en cantidades muy pequeñas debido a que los materiales son arrastrados por las aguas a través de fuertes pendientes

- **Grupo Andahua (Qr –a)**

Constituido por rocas volcánicas lávicas y piroclásticas de composición andesítica a dacítica formadas después que se formó o desarrollo el encañonamiento de los ríos actuales, esta unidad se extiende hacia los cuadrángulos de Chuquibamba y Cotahuasi y ocurren a modo de emisiones de la última fase volcánica conocida y compuesta por pequeños conos volcánicos y flujos de lava de recorrido corto.

En general, la composición de las lavas, son andesitas de color gris oscuro y negruzco con fenocristales de hornblenda y plagioclasas dentro de una matriz vítrea de estructura fluidal.

Los flujos lávicos se encuentran próximos al río Sumana, en el Cerro Kiura, se presentan como derrames lávicos en los flancos de los nevados Coropuna y Fisura. La litología está constituida por lavas andesíticas de color gris marrón, afanítica y/o porfíricas con fenocristales que alcanzan hasta 3 mm.

Estos cuerpos volcánicos parecen estar rellenando a estructuras regionales o a conos volcánicos pre existente.

Alrededor del nevado Coropuna, en los cerros Sepulterayoc, Queñuaranca y Buena Vista, se presentan tres afloramientos de lava que tienen la forma de lengua que descansan sobre el grupo Barroso y algunas morrenas.

En el cuadro 26, se muestra la columna estratigráfica de la zona de la Bocatoma El Vado.

Cuadro 26 Columna Estratigráfica

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES ESTRATIGRAFICAS	ROCAS INTRUSIVAS	ROCAS SUBVOLCANICAS
CENOZOICA	CUATERNARIO	RECIENTE	Grap. Andahua Qr - a		
			Dep. Aluviales Q - al		
		PLEISTOCENO	Dep. Glaciofluviales Qp - glf		
			Dep. Morrenicos Qp - m		
			Grupo Barroso Inferior TQp - ba 1		
	TERCIARIO	SUPERIOR	Formacion SENCCA. Ts - se		
			Formacion Millo Ts - mi		
		MEDIO	Formacion Huayllillas Tm - hu		
			Formacion Alpacabamba Tm - al		
			Formacion Tacaza Tm - ta		
INFERIOR		Formacion Paracas Ti - pa			
	Formacion Caraveli Ti - ca				
		Formacion Sotillo Ti - so			
MESOZOICA	CRETASICO	SUPERIOR	Super unidad TIABAYA { Tonalita Ks-To/gd-IN	Brechas KTI - br	
			Super unidad INCAHUASI { Granodionita Ks-gd/To-IN		
			Super unidad PATAP { Monzonita Ks-Mz/gd-IN Granodionita Ks-gd/di-P		
	INFERIOR	Formacion Arcuquina Ki - ar			
		Formacion Murco Ki - Mu			
	JURASICO	SUPERIOR	Grupo Yura JSKi - yu		
		MEDIO			
		INFERIOR	Formacion Socosani JIM - so		
	PALEOZOICA	INFERIOR		Grupo Ongoro PL - ON	
			Compos. Basal { Meta Sedimentos PE - MT GNEIS PE - GN		

Fuente: Proyecto Arma - Arequipa

2.7.2. GLACIARES IMPORTANTES Y SU RELACIÓN CON LA BOCATOMA

La cuenca hidrográfica del río Arma, comprendida dentro del área de la Bocatoma, se origina en los flancos de los nevados Fisura, Solimana y Coropuna, que tienen el límite bajo de nieve perpetua a los 4800 msnm, por encima de estas cotas, conforma glaciares de diverso tipo, forma y espesor.

a) El Nevado Firura:

Tiene una altitud de 5498 msnm, es trunco en su cumbre, el glaciar que lo cubre tiene un área aproximadamente de 12 km², las aguas del deshielo drenan hacia NW y SE, conformando un complejo sistema de pequeñas lagunas, que alimentan las cuencas del río Cotahuasi (subcuenca Huarcaya) y Arma (Subcuenca Atunmayo).

Por el poco espesor de su glaciar no presenta rasgos de corrientes de agua, que puedan hacer peligrar las obras del proyecto, además que se encuentra a más o menos 30 km al NE de la Bocatoma.

b) El Nevado Solimana

Con una altitud de 6093 msnm, su cumbre termina en pico, sus flancos escarpados, su eje mayor tiene una orientación E-W. El glaciar que lo cubre tiene un área aproximada de 35 km².

Las aguas del deshielo drenan de un modo radial irregular y heterogéneo, pero de modo general los ejes de esorrentía son hacia el N y S, donde se hallan las cuencas de los ríos Cotahuasi y Arma respectivamente. Por el poco espesor del hielo, el cual varía de algunos metros hasta algunas decenas de metros, según cortes visibles en el nevado, no presentan características de corrientes glaciares, que puedan producir avalanchas. El nevado Solimana se encuentra a más de 12 km al W de la toma y del análisis del relieve y de las formas que adopta el drenaje, se puede inferir que los glaciares de este nevado no representan un peligro potencial a la Bocatoma.

c) El Nevado Coropuna

Es el macizo más importante del área de estudio, compuesto en su cumbre por 06 picos que tienen las siguientes altitudes: 6161, 6171, 6234, 63305,6377 y 6350 msnm. Sus glaciares abarcan un área aproximada de 100 km², todos ellos cupuliformes con laderas inclinadas sin escarpas abruptas, en conjunto

todo el macizo tienen laderas con una pendiente casi regular, presentando en algunos lugares farallones, por lo que se excluye la posibilidad de avalanchas, como también no hay huellas o registros de que hayan ocurrido corrientes glaciares.

En toda el área del nevado la distribución del hielo ha alcanzado un espesor de unos cuantos metros hasta decenas de metros. Respecto al drenaje, proveniente del deshielo, del nevado Coropuna, este se realiza en forma radial, muy irregular y heterogéneo, pero que los principales drenes van hacia dos rumbos principales: Uno de ellos hacia NW, a las pampas de Maucallacta, relieve conformado por morrenas, aluviales y bojedales, de un espesor de varias decenas de metros y las permeabilidades posiblemente bajas a medianas a juzgar por el tipo de material, que en conjunto constituyen una cubeta de represamiento, producto de un volumen importante de infiltración de aguas, el cual junto al volumen de agua de escorrentía superficial de los deshielos y de la pluviosidad permite una autorregulación de la cuenca, lo que se traduce en que el río Arma tenga un caudal más o menos constante durante todo el año.

El segundo rumbo de drenaje mayor hacia SE, conformada por un sistema de quebradas sub paralelas que se dirigen hacia las cubetas de Machahuay, Viraco y Pampacolca.

La dirección alineada de los rumbos de drenaje tienen relación con la dirección estructural andina y la dirección de las fallas regionales principales, que tiene un rumbo NW-SE, lo que constituye un control geológico fundamental, a pesar de ello el drenaje se realiza en las demás direcciones, aunque las magnitudes son mucho menores, que en las anteriores, por ejemplo al SW, es decir a la zona de estudios y de futuras áreas de riesgo, debido al efecto de deshielo y algo de filtración de aguas subterráneas, se forman aparte de la pequeña laguna de Pallarcocha un conjunto de quebradas menores que más adelante

originan quebradas tales como Agua Blanca, Pariaviri, Rata, Rio grande, rio Blanco, etc.

Respecto a posibles avalanchas o corrientes de glaciares que pudiesen constituir un peligro potencial para las futuras obras del proyecto, se perfila como poco probable, porque las laderas del Coropuna no son abruptas y también porque las obras estarían separadas por franjas anchas, planas y onduladas de la superficie puna, además no hay huellas de estos fenómenos o datos históricos sobre erupciones volcánicas desde hace siglos. Los pobladores del lugar afirman, que de vez en cuando, se producen fumarolas en el Coropuna, pero este hecho no ha sido comprobado y es posible que se trate solamente de vapores de agua sublimados.

2.7.3. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DE LA ZONA DE CAPTACIÓN Y DESARENADOR

2.7.3.1. ZONA DE CAPTACIÓN - ARMA

a) Características Geológicas

La geomorfología de la zona de emplazamiento de la bocatoma corresponde a una sección de valle del rio Arma, en forma de artesa grosera, flanqueada por dos colinas bajas y alargadas paralelas al cauce del rio. En realidad dos "drumlins" (es una morrena alargada en forma de loma) por ser resultado de la deposición de morrenas laterales durante la última glaciación, sobre ellas se han agregado depósitos por vegetación de pastos no abundantes.

Las laderas de estas colinas son inclinadas (30° a 40° de talud natural), sin problemas de estabilidad de taludes y no se presenta en ellas huellas de deslizamientos anteriores. En la margen derecha se ha detectado una terraza aluvial y en la margen izquierda ya se erosionó.

La geología local está representada por afloramiento perteneciente a edades del Terciario Superior (Formación Millo Ts-mi) y suelos del Cuaternario (Qp-glf y Qp-m). El cauce del río tiene cantos rodados, gravas y arenas fluviales del Cuaternario reciente (Qr -fl).

En la margen derecha se ubica una terraza sobre el actual nivel del río Arma, con espesores variables entre 4 – 5 m. Hacia la derecha extrema de la terraza, se ubica la primera colina “drumlin” (es una morrena alargada en forma de loma), mientras que la segunda se ubica directamente a la margen izquierda del río, en la bocatoma, y están constituidos por suelos morrénicos del Cuaternario Pleistoceno y Cuaternario reciente, cubiertos por materiales más recientes de tipo coluvial y deluvial (Qr – mo-col, Qr-del).

Todas las coberturas de suelos descrita sobreyacen a depósitos arenosos-limosos, tufáceos de coloraciones claras pertenecientes, tentativamente, a la Formación Millo del Terciario Superior (Ts-mi). Estos depósitos pueden verse en cortes naturales formando colinas con espesores de decenas de metros, y en la zona probable del eje de la Bocatoma estos deben alcanzar profundidades significativas. Estos se aprecian en las Láminas PB-1 y PB-2.

Se ha practicado en la zona de captación 02 calicatas, adicionales a las 3 anteriores, (Vera & Moreno, 1987), para completar las investigaciones relacionadas con la cimentación.

b) Características Geotécnicas

Las características previstas se encuentran principalmente sobre los depósitos fluvio-aluviales del cauce, suprayaciendo a los depósitos Morrenicos del Cuaternario Pleistocénico.

Formación Millo a continuación se presenta las principales características.

Margen Izquierda

- Geología : Depósitos fluvio-coluviales (gravas, Arenas y limos), que suprayacen a la Formación Millo.
- Clasificación SUCS : SP-SM arenas con cierto porcentaje de gravas y limos
- Potencias (espesor) : En el perfil transversal B-B' se aprecia una potencia de 3,00 m aproximadamente.
- Compacidad : Suelta, mejora en profundidad (en base a densidades encontradas).
- Coeficiente de permeabilidad : $K=10^{-3} - 10^{-2}$ cm/s (permeable).
- Carga Admisible : 1.25 – 2.00 kg/cm²

Cauce:

- Geología : Depósitos fluviales (gravas, arenas y cantos rodados), que suprayacen a la Formación Millo.
- Clasificación SUCS : GP gravas arenosas mal graduadas con bloques de roca subredondeadas en un 30%.
- Potencias (espesores) : En el perfil transversal A – A se observa una potencia de > 3,00 m aproximadamente

En el perfil transversal B – B' se observa una potencia de > 1.50 m aproximadamente.

En el perfil transversal C – C' tiene una potencia de 1.50 m aproximadamente.
- Compacidad : Suelta, mejora en profundidad (en base a densidades encontradas).
- Coeficiente de permeabilidad : $K = 10^{-3} - 10^{-2}$ cm/s. (Alta Permeabilidad)
- Carga Admisible : 2,00 – 2,25 kg/cm²

Margen Derecha

- Geología : Depósitos aluviales del Cuaternario reciente, en forma de una terrazas suprayace a la Formación Millo

- Clasificación SUCS : GP – GM; gravas sub-redondeadas en matriz de arena fina y limo-arenosa.
- Potencia (espesores) : En el perfil transversal A – A; se aprecia una profundidad de > 4,0 m aproximadamente

En el perfil transversal B – B'; se tiene una profundidad de > 3,0 m aproximadamente.

En el caso perfil transversal C – C'; existe una profundidad de 2,50 – 3,0 m aproximadamente.

- Capacidad : Suelta, mejora en profundidad (en base a densidades encontradas).
- Coeficiente de Permeabilidad: $K = 10^{-3} - 10^{-2}$ cm/s (permeable)
- Carga Admisible : 1.75 – 2.25 kg/cm² (profundidad de cimentación mayor a 1.50 m).
- Comportamiento Geotécnico: Suelos prácticamente permeables de mediana compacidad, que requiere densificación para mejorar su capacidad portante.

2.7.4. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Los estudios ejecutados han permitido la toma de muestras, así como definir el perfil estratigráfico del subsuelo del terreno, con la siguiente clasificación SUCS en base a ensayos Estándar de Mecánica de Suelos y Rocas.

Así mismo mediante el uso del cono de arena se determinó la densidad natural in situ de los suelos, donde estarán cimentadas las obras de arte, como es el caso de la Bocatoma y el Desarenador

Con las muestras obtenidas en el campo se realizarán los siguientes ensayos de laboratorios:

Suelos

- a) Granulometría
- b) Densidad natural
- c) Contenido de humedad
- d) Pesos específicos

En el cuadro 27, se muestra los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio de cada calicata y a que distancia se ubican de la toma.

Cuadro 27 Resultados de Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Infraestructura Mayor

N° MUESTRA	CALICATA	PROGRESIVA (cm)	MUESTRA	PROFUNDIDAD	MUESTRA DE SUELOS - INFRAESTRUCTURA MAYOR				PESO ESPECÍFICO DE SUELOS		PESO ESPECÍFICO DE SUELOS		DENSIDAD DE CAMPO IN SITU		DENSIDAD RELATIVA ESTIMADA %	PERMEABILIDAD	CLASIFICACIONES
					GRANULOMETRÍA %		LÍMITES DE ATTERBERG		PESO VOLUMÉTRICO		PESO ESPECÍFICO DE SUELOS		DENSIDAD DE CAMPO IN SITU				
					MACILLA N°4	MACILLA N°200	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE DE PLÁSTICIDAD	DENS. SUELO VARILLADO g/cm³	DENS. SUELO SUELO g/cm³	< MACILLA N°4	> MACILLA N°4	DENSIDAD SECA			
1	CB-1	M.L.	M-1	0.04-55	19.00	3.90	21.40	NP	2.60			GP
2	CB-1	M.L.	M-2	0.55-1.20	30.90	5.80	NP	2.64			GP-GM
3	CB-1	M.L.	M-3	1.20-1.50	29.20	3.30	NP	2.61			GP
4	CB-1	M.L.	M-4	1.50-2.70	53.90	5.50	NP	2.62			SP-SM
5	CB-2	M.D.	M-1	0.55-2.00	50.10	13.30	19.80	NP	2.62			GM
6	CB-2	M.D.	M-2	2.00-3.30	34.80	2.40	NP	2.61			GP
7	CB-2	M.D.	M-3	3.30-3.50	38.20	10.50	25.10	NP	2.62			GM-GM
8	CB-3	M.D.	M-1	0.04-1.00	61.30	11.50	25.70	NP	2.60			SP-SM
9	CB-3	M.D.	M-2	1.00-2.60	100.00	6.90	NP	2.60			SP-SM
10	CB-3	M.D.	M-3	2.60-2.90	68.30	2.20	NP	2.63			SM

Fuente: Proyecto Arma - Arequipa

2.7.5. CANTERAS

a.- Materiales de Construcción

Constituyen los elementos necesarios para la construcción de la estructura de captación, defensa ribereña y encauzamiento, así como otras obras complementarias.

Dichos materiales están ubicados cerca de la obra, en volúmenes suficientes que satisfacen ampliamente la demanda, así como también presentan buenas características para su uso en obras ingenieriles.

b.- Agregados

- Ubicación y volumen

La arena y grava para el concreto que pueden ser necesarios, se pueden extraer del lecho, riberas y terrazas de cota inferior más cercano al río que constituyen las canteras de agregados, que en algunos casos están a pie de obra, con los costos bajos de acopio, selección y carguío por m³ de material.

- Características físicas de los materiales

Estos depósitos se encuentran a lo largo del cauce del río y terrazas de inundación abandonados, siendo de origen aluvial-fluvial. Las gravas y cantos (material grueso) son principalmente de naturaleza ígnea (granodiorítica y andesítica), encontrándose en buen estado de conservación, y no se observa fracturamiento ni desintegración de los clastos, clasificándose como GW gravas bien graduadas con buena resistencia al esfuerzo cortante.

El material fino es una arena regularmente gradada, mezclada con gravas y muy poca cantidad de finos denominada SP; (clasificación SUCS).

Ubicación y volumen.- Las rocas para los muros de defensa y encauzamiento, así como para la protección del mismo, se puede explotar en primer lugar mediante acopio y selección dentro del cauce y de las antiguas riberas de

inundación, en algunos casos, de ser necesario “machar” o partir las rocas de grandes dimensiones, existe material en volúmenes que exceden la demanda, presentando las dimensiones y características técnicas requeridas, así como buenas propiedades mecánicas, existen canteras cercanas que se podrán explotar con uso de explosivos, si fuera necesario.

- **Características físicas**

Las rocas son de origen ígneo (granodiorita) de colores gris claro (roca fresca) a tonalidades (alteraciones) con textura granular de grueso a medio.

Su estructura y textura interna son más o menos uniformes en toda su masa, constituido por diversos minerales como plagioclasas en mayor proporción, ortosa en menor proporción, hornblenda y cuarzo, que le dan buenas características de dureza, resistente al intemperismo y a la abrasión.

La roca se expone en forma de grandes bloques y cantos rodados subredondeados a subangulosos, presentando heterogeneidad respecto a peso y medida, debiendo para su uso adecuado realizar una labor cuidadosa de selección.

CAPITULO III : CRITERIOS DE DISEÑO

Desde mucho tiempo atrás en el Perú se ha necesitado para las obras de irrigación estructuras hidráulicas con la que se pueda aprovechar en las zonas áridas. Se han desarrollado varios proyectos de irrigación y mejoramiento de tierras, considerando dentro de éstos las costumbres y métodos ancestrales de aplicación de riego, luego se tienen los sistemas presurizados por aspersión y luego por goteo, exudación etc., siendo estos últimos y automatizados los más eficientes, donde una de las principales partes de aquellos proyectos ha sido la captación del agua desde la fuente del suministro. Para la captación del agua se utiliza una estructura de captación de cabecera o se le conoce como Bocatoma y en textos en ingles se les denomina Headworks, Intakes, etc.

Una Bocatoma es una estructura hidráulica que tiene la finalidad de captar una parte o el total del caudal de un río, donde mediante canales se llevará al área de aprovechamiento. Se observa que si bien la utilización del agua es diferente según si se trata de consumo doméstico, riego o producción de energía, las obras hidráulicas son esencialmente las mismas y se basan en los mismos principios.

3.1. ETAPAS DEL DESARROLLO DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA BOCATOMA

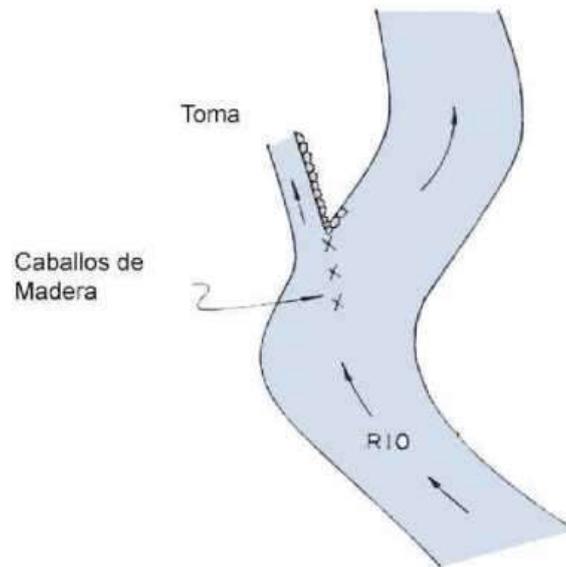
Realizando una visión a través del tiempo, desde un punto de vista técnico, podemos establecer tres etapas del desarrollo de la construcción de bocatomas

a.- Empleo de madera y piedras

Ante las limitaciones de las técnicas de uso del concreto, manufactura del acero o generación de energía, se usaron la madera y piedras (caballos) como elementos principales para la construcción de las bocatomas. Es conocido que

las bocatomas construidas de este modo son arrastradas y destruidas durante la época de avenidas a pesar de que se construyen tratando de darle la menor resistencia al efecto erosivo del río. Como se muestra en la figura 35.

Figura 35 Toma empleando material rústico

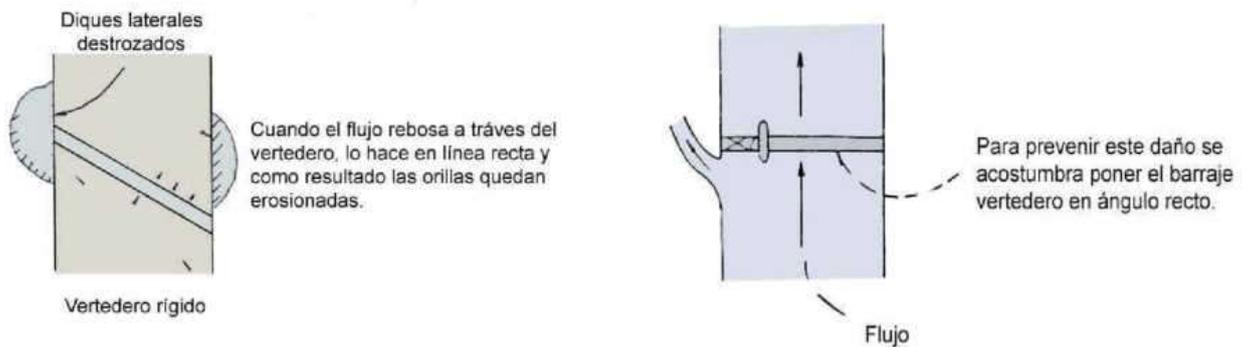


Fuente: Alfredo Mansen – Diseño de Bocatomas

b.- Empleo del acero y el concreto

Esta etapa se caracteriza con la aparición de nuevas técnicas de fabricación del concreto y el acero, así como la introducción de la energía eléctrica para la operación y construcción, haciendo posible la edificación de vertederos rígidos con mayor resistencia. Sin embargo, esto genera problemas de roturas en los diques laterales, debido al impacto directo de las aguas hacia ellos. Para prevenir este problema se recomienda construir el vertedero en el ángulo recto con respecto a la dirección del flujo, siendo la mayor parte del cauce del río cubierto por el vertedero o barraje. Como se muestra en la figura 36.

Figura 36 Rotura de Diques Laterales y Ubicación del Barraje Vertedero



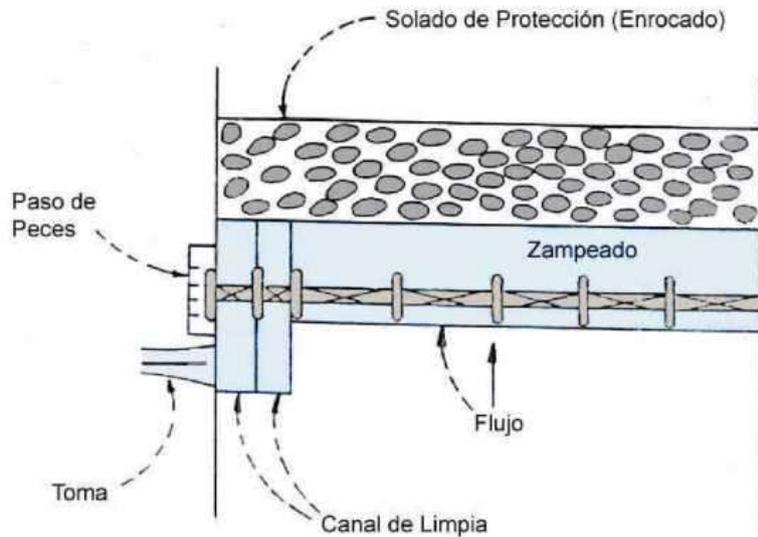
Fuente: Alfredo Mansen – Diseño de Bocatomas

c. Empleo de maquinaria pesada

La etapa más reciente se caracteriza con la aparición de potentes maquinarias para la construcción civil (retroexcavadoras, bulldozers, etc.) y el empleo de nuevas técnicas en ingeniería civil y en la comunicación, los que han permitido la construcción de cimentaciones que pueden alojar compuertas de grandes luces que son accionadas por equipos con sistemas eléctricos o hidráulicos, recomendándose siempre la necesidad de contar con un equipo auxiliar independiente para casos de emergencia.

Actualmente existen grandes luces de vertederos móviles que son controlados con sensores a control remoto que permiten un manejo más apropiado del caudal del río que discurre a través de la bocatoma. Como se muestra en la figura 37.

Figura 37 Barrajes móviles



Fuente: Alfredo Mansen – Diseño de Bocatoma

3.2. TIPOS DE BOCATOMA

Se puede clasificar en los siguientes tipos

1.- Toma directa

Se trata de una toma que capta directamente mediante un canal lateral, que por lo general es un brazo fijo del río que permite discurrir un caudal mayor que el que se va a captar. Su mayor ventaja es que no se necesita construir un barraje o azud que por lo general constituye una de las partes de mayor costo.

Sin embargo; tiene desventaja de ser obstruida fácilmente en época de crecidas, además permite el ingreso de sedimentos hacia el canal de derivación.

2.- Toma Mixta o Convencional

Se trata de una toma que realiza la captación mediante el cierre del río con una estructura llamada azud o presa de derivación, el cual puede ser fija o móvil dependiendo del tipo del material usado. Será fija cuando se utiliza un elemento rígido, por lo general concreto, y será móvil cuando se utilizan compuertas de acero o madera. La captación en ese tipo de bocatomas se realiza por medio de una ventana que puede funcionar como orificio o vertedero dependiendo del tirante en el río.

3.- Toma Móvil

Se llama así aquella toma que para crear la carga hidráulica se vale de un barrage móvil. Son tomas que por la variación de niveles en forma muy marcada entre la época de estiaje y avenida, necesitan disponer de un barrage relativamente bajo, pero que para poder captar el caudal deseado necesitan de compuertas que le den la cota o nivel de agua adecuado.

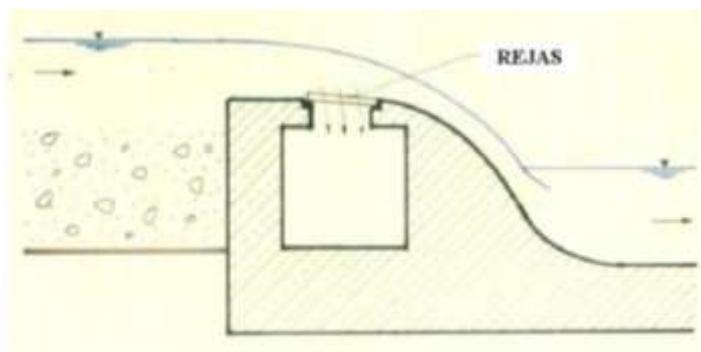
A los barrajes con compuertas que permiten el paso del caudal de avenida a través de ellos se les conoce como barrage móvil. Su principal ventaja es que permite el paso de los materiales de arrastre por encima de la cresta del barrage vertedero o azud.

4.- Bocatoma Tirolesa

También llamada caucasiana, alpina o sumergida. Es una estructura típica de las partes de los torrentes de montaña. La captación se efectúa mediante rejillas de fondo cuyos barrotes se disponen en la dirección de la corriente (figura 38). La rejilla debe tener una fuerte pendiente, mayor que la del río. Los barrotes deben tener un perfil apropiado de modo que las piedras no se atraquen entre ellos.

Debajo de la rejilla se dispone una cámara decantadora, un desripador que el material sólido captado depositado, que es eliminado mediante una compuerta, llamada de purga. El agua libre de sedimentos, se capta por medio de un vertedero ubicado en la cámara decantadora. Donde es conducida mediante canales al área de aprovechamiento.

Figura 38 Toma Tirolesa



Fuente: Arturo Rocha

Este tipo de captación es bastante simple y ha dado resultados en torrentes con material grueso. Se utiliza generalmente para captar caudales pequeños. Se le llama también captación tipo Tirol. Algunas tomas ubicadas en Los Alpes han dado muy buenos resultados para caudales de captación comprendidos entre 0.1 y 5 m³/s. Las pendientes de las rejillas varían entre 1:10 y 1:5. En algunos proyectos se ha incorporado la automatización de las compuertas, con muy buenos resultados

3.3. CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE

3.3.1. AVENIDA DE DISEÑO

Del estudio de hidrología se tiene que, para un período de retorno de 100 años, se tiene una avenida máxima probable $Q = 32.57 \text{ m}^3/\text{s}$., calculado con Gumbel (Método de momentos), este caudal se elige como caudal de diseño, pues es mayor al caudal calculado con el método de área pendiente $Q = 28.86 \text{ m}^3/\text{s}$,

considerando la máxima huella dejada por la avenida extraordinaria del presente año 2013, poniendo a la estructura del lado de la seguridad.

3.3.2. DETERMINACIÓN DE RUGOSIDAD

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning en ríos de lecho móvil como en el presente caso, se hará uso del método sugerido por el Bureau of Reclamation, y es el siguiente:

• Valor básico (0.010+0.015)/2	: 0.0125
• Grado de irregularidad (poco irregular)	: 0.004
• Forma transversal (cambio de Dimensiones ocasionales)	: 0.004
• Construcciones (de muy poco efecto)	: 0.009
• Vegetación (de poco efecto 0.0065-0.010)/3	: 0.0055

Rugosidad del cauce	: 0.035

3.3.3. ANCHO ESTABLE

Para el cálculo de la sección o ancho estable del cauce se ha utilizado la fórmula de Blench – Altunin, que indica que la sección estable (B) es determinada con la siguiente relación.

$$B = 1.81 * \left(\frac{Q * Fb}{Fs} \right)^{1/2}$$

Donde:

B = Ancho medio de la sección (m)

Q = Caudal de diseño 32.57 m³/s.

Fb = factor de fondo (1.20 m)

Fs = Factor de orilla (0.20 m)

Aplicando la fórmula resulta un valor del ancho de cauce igual a:

B = 25.30 m

A modo inspección se calculará el ancho estable con la fórmula de Simons y HENDERSON:

$$B = KIx(Q)^{1/2}$$

Donde:

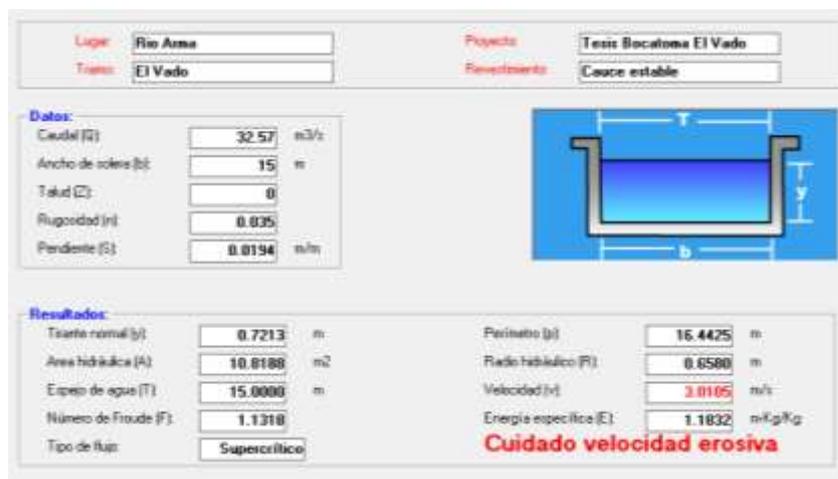
KI = constante que depende de las condiciones de fondo del río

B = 20.55 m

Los anchos estables de cauce encontrados con las fórmulas empleadas de 25.30 m y 20.55 m, son bastante cercanos a lo topográficamente existente y corresponden a condiciones con que debería fluir el agua en condiciones estables bajo las características físicas de un río de lecho móvil y el río en el tramo considerado, no está dentro de ese comportamiento, por las características físicas del cauce.

Bajo las condiciones físicas de la zona de intervención, con ancho de cauce que será corregido a B = 15.0 m, se tiene las siguientes características hidráulicas y geométricas del río para el caudal de diseño Q = 32.57 m³/s. Donde se quiere obtener la velocidad del cauce, que se muestra en la figura 39.

Figura 39 Velocidad del cauce – H canales



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

La velocidad de flujo en condiciones de flujo máximo es altamente erosiva $V = 3.01$ m/s., lo que da un valor relativamente alto de Fuerza Tractiva, que, calculada con el criterio de Du Bois, resulta:

$$\Gamma = 16.65 \text{ Kgr/ m}^2$$

3.3.4. PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

Los fenómenos de socavación que se producen durante una avenida se estudian dentro del contexto de Erosión General Transitoria y es todavía muy poco conocido, lo único realmente fiable son las medidas de campo. Los métodos de cálculo que se emplean son una lejana representación de los fenómenos físicos que ocurren en la realidad. Por ejemplo, **la erosión general transitoria** se calcula a partir del criterio de que el principio del movimiento de un fondo granular bajo una corriente ocurre tal como el criterio de Shields, y por la hipótesis de aguas claras, o sea que la corriente no transporta sedimentos.

Una vez determinada la posición de la superficie libre (con el fondo inicial y para un cierto caudal), el cálculo se realiza manteniéndola fija mientras se rebaja el fondo, aumentando así el área hasta que la corriente, cada vez más lenta, sea incapaz de mover el material (según el criterio del principio de movimiento). En realidad, la avenida es no permanente, transporta sedimento y el cambio del fondo repercute en la superficie.

La idea más elemental es hacer el tirante erosionado proporcional al tirante original con coeficiente de proporcionalidad, pero teniendo presente que puede ocurrir erosiones en el cauce central o principal al mismo tiempo que ocurre sedimentación en las riberas.

En el análisis de la **erosión general a largo plazo**, llamada también erosión evolutiva, nos interesa conocer los desequilibrios causados por el hombre en el

río. Si las acciones son antiguas y el proceso está en curso, pueden existir signos de los cambios y asimismo algunos datos históricos pueden darnos información relevante sobre la magnitud y ritmo de la erosión. Estos datos son a menudo más valiosos que cualquier otra clase de estimación.

Si la erosión la causa una avenida corta, se manifiesta como erosión regresiva que se puede evaluar como $e = \Delta L / i$, siendo i la pendiente inicial y ΔL el acortamiento del río. Cualquier erosión regresiva es más rápida que una erosión progresiva porque empieza con pendientes mayores.

La profundidad de socavación se determina con el método propuesto por L.L. List Van Levediev que es para cauces naturales definidos, este método se basa en el supuesto que la erosión de fondo se detendrá a una profundidad que cumpla la condición:

$$V_e = V_r$$

Donde:

V_e = Velocidad erosiva (m/s)

V_r = Velocidad Real (m/s)

Luego, para determinar la profundidad de socavación se utilizan las siguientes fórmulas:

$$H_s = T_s - T$$

Para suelos cohesivos se tiene

$$T_s = \left(\frac{axt^{5/3}}{0.6x\delta^{118}xB} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Para suelos no cohesivos se tiene

$$T_s = \left(\frac{axt^{5/3}}{0.68xDm^{0.28}xB} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

$$a = \frac{Q}{t^{5/3}xb}$$

Donde:

Hs = Profundidad de socavación

δ = Peso específico del suelo seco del lecho (1.8 Tn/m³)

B = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida

Q = Caudal de diseño (32.57 m³/s)

b = Sección de cauce estable definido (15.00 m)

Ts = Tirante que corresponde a la profundidad a evaluar medido desde la superficie del agua (m)

t = Tirante normal (0.72 m)

x = exponente para material cohesivo que depende del peso específico y para material no cohesivo depende del diámetro característico (0,335)

Dm = Diámetro medio de las partículas que no serán removidas por la erosión, por la teoría de aguas claras (12 mm)

a = 3.60

T_s = 1.55 m

Luego, la profundidad de socavación será:

$$H_s = t_s - t$$

$$H_s = 1.553 - 0.72$$

$$H_s = 0.83 \text{ m}$$

Las mayores fuerzas de socavación se producirán en el eje del cauce, esta aseveración se hace porque el río en el tramo considerado es recto, habiendo terminado el efecto de la fuerza centrífuga por efecto de la curva de aguas arriba, y el eje está alejado de las áreas de contacto o frotamiento; se tiene una

profundidad de socavación de 0.83 m, por lo que en un diseño conservador la cimentación deberá estar bajo ese nivel y como la estructura estará anclada en la roca del talud se estará del lado de la seguridad.

3.4. TOMA O CAPTACIÓN

Para diseño de la estructura de toma podemos decir, que de los tipos de Bocatoma que existen, elegiremos la bocatoma con barraje móvil, de cierre total del cauce; que normalmente va a trabajar en régimen torrencial o supercrítico, excepto en época de estiaje mínimo.

Esta condición de flujo nos hace descartar el barraje con perfil Creager con colchón disipador, donde utilizaremos el perfil tipo Grampa que ha dado resultados donde explicaremos las razones en el Capítulo IV de Análisis y Discusión de resultados.

3.4.1. CAUDAL DE CAPTACIÓN

La información básica, como cartografía, topografía, hidráulica fluvial, geología y geotecnia y los estudios hidrológicos han servido de base para definir el planteamiento hidráulico de la bocatoma. Otra de las premisas establecidas, es la capacidad de derivación, donde se tiene una reserva de 6.76 m³/s. Correspondiente al caudal reservado por la autoridad nacional del agua (ANA).

Captación de derechos ANA:	$Q_A = 6.76 \text{ m}^3/\text{s}.$
Caudal desalojado por el desripiador:	$Q_r = 0.300 \text{ m}^3/\text{s}.$
Caudal desalojado por el desarenador:	$Q_d = 0.676 \text{ m}^3/\text{s}.$

Caudal de captación:	$Q_c = 7.736 \text{ m}^3/\text{s}.$

Capacidad de conducción de la tubería PVC

Diámetro de la tubería de conducción: 2.40 m, la máxima capacidad de conducción se da cuando $d/D = 0.938$, es decir $d = 2.40 \times 0.938 = 2.25$ m.

Con lo que se tiene las siguientes características hidráulicas y geométricas de la línea de conducción, con la ayuda de la obtención de la capacidad máxima de la tubería, como se muestra en la figura 40.

Figura 40 Capacidad máxima de caudal de la tubería

Lugar:	<input type="text" value="Rio Arma"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Tesis Bocatoma El Vado"/>
Tramo:	<input type="text" value="El Vado"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="Tubo PVC"/>

Datos:	
Tirante (y):	<input type="text" value="2.25"/> m
Diámetro (d):	<input type="text" value="2.40"/> m
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.009"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0005"/> m/m



Resultados:			
Caudal (Q):	<input type="text" value="8.6010"/> m ³ /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.9520"/> m/s
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="4.4062"/> m ²	Perímetro mojado (p):	<input type="text" value="6.3270"/> m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.6964"/> m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.1619"/> m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.3200"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="2.4442"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

De donde se tiene:

Captación de máximo caudal: $Q_m = 8.60$ m³/s.
 Caudal desalojado por el desripador: $Q_r = 0.300$ m³/s.
 Caudal desalojado por el desarenador: $Q_d = 0.676$ m³/s.

 Caudal de captación: $Q_c = 9.576$ m³/s.

3.4.2. VENTANA DE CAPTACIÓN

Por tanto las ventanas de captación deben tener la capacidad suficiente para captar

$$Q_c = 9.576 \text{ m}^3/\text{s} \approx 10.00 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Las ventanas de captación funcionarán como vertederos de pared gruesa, siendo analizada con la fórmula

$$Q = CLh^{3/2}$$

Donde:

Q Caudal

C Coeficiente de descarga

L Ancho del cauce

h Altura de la ventana

Velocidad recomendada de captación: $V = 1,0 \text{ m/s.}$, por tanto el área de admisión será:

$$A = Q/V = 10.0 / 1.0 = 10.0 \text{ m}^2$$

Haciendo varias pruebas de altura y longitud de ventanas, resulta conveniente trabajar con tres ventanas de 1,0 m de alto.

Dónde utilizamos el coeficiente de descarga 1,84

$$L = 10/1.84 \times (1)^{3/2} = 5.43 \text{ m}.$$

$$\text{De donde: } 5.43 \text{ m} / 3 = 1.81 \text{ m}.$$

Considerando barrotes de 1" de diámetro, espaciadas cada 0,20 m, se tendrá:

$$N = L/s - 1 = 1.81/0.20 - 1 = 8.05 \approx 8.0$$

$$8 \times 0.0254 = 0.2032 \text{ m}$$

$$\text{Ocupado por barrotes} + 1.81 \text{ m} = 2.0132 \text{ m} \approx 2.0 \text{ m}.$$

Se adopta tres ventanas de 2.0 m de longitud y 1.0 m de alto, las ventanas trabajan como vertederos libres, por lo tanto no se hace corrección por sumergencia, con lo que se garantiza la captación. En máxima avenida las

ventanas trabajarán como orificios sumergidos, captando mayor caudal de agua que será eliminada por el vertedero lateral de demasías.

Cada ventana debe captar 1/3 del caudal de captación, por tanto

$$Q_v = 10.0 / 3 = 3.33 \text{ m}^3/\text{s}.$$

De donde se tiene que la carga hidráulica sobre el vertedero de las ventanas de captación será:

$$h = (3.33 / 1.84 \times 1.81)^{2/3} = 0.999 \text{ m} \approx 1.0 \text{ m}.$$

3.4.3. BARRAJE O VERTEDERO

Cálculo de las condiciones hidráulicas sobre el paramento del barraje:

El caudal de máxima avenida es $Q = 32,57 \text{ m}^3/\text{s}.$, por tanto la carga máxima sobre el barraje será:

$$Q = CLh^{3/2}$$

Donde:

Q Caudal

C Coeficiente de descarga

L Ancho del cauce

h Altura de la parte superior del azud hasta el pelo del agua

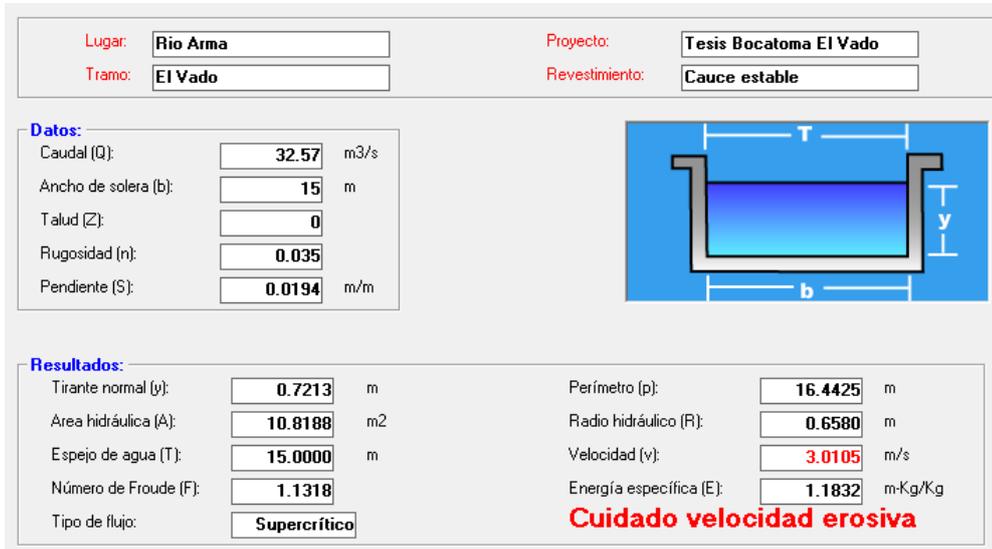
$$Q = 2.2 Lh^{3/2}$$

$$h = (Q/2.2 L)^{2/3} = (32.57/2.2 \times 15.0)^{2/3} = 0.99 \text{ m}$$

$$\text{El tirante crítico } d_c = 0.468(32.57/15)^{2/3} = 0.785 \text{ m}.$$

En el tramo donde se proyectará la captación, con el caudal de máxima avenida se tendrán las siguientes características hidráulicas (figura 41):

Figura 41 Tipo de flujo del cauce



Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

De los resultados se tiene que: $d_c > d_n$; es decir $0.785 \text{ m} > 0.721 \text{ m}$, por tanto se trata de un flujo con régimen supercrítico, demostrado con el número de Froude = 1.132, mayor que 1.0.

Bajo estas condiciones hidráulicas, las tres ventanas de captación trabajarán como orificios sumergidos, con lo que se tendrán captaciones mayores a las previstas normalmente, por tanto se tiene la siguiente captación:

$$Q_{\max.} = m (2g)^{1/2} L \cdot 2/5 (h_1^{5/2} - h_0^{5/2} / h_1 - h_0) = 8.09 \text{ m}^3/\text{s. por ventana.}$$

$$Q_{\max.} = 8.09 \text{ m}^3/\text{s.} \times 3 \text{ ventanas} = 24.28 \text{ m}^3/\text{s.}$$

3.4.4. CANAL DESRIPIADOR

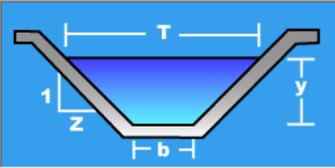
Capacidad de evacuación máxima del canal desripiador (figura 42), en función a las características físicas que tiene la estructura proyectada:

Figura 42 Canal desripiador

Lugar:	<input type="text" value="Rio Arma"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Tesis Bocatoma El Vado"/>
Tramo:	<input type="text" value="El Vado"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="Concreto"/>

Datos:

Tirante (y):	<input type="text" value="0.85"/>	m
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="1.00"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0.5"/>	
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.016"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.02"/>	m/m



Resultados:

Caudal (Q):	<input type="text" value="5.9812"/>	m ³ /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="4.9380"/>	m/s
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="1.2113"/>	m ²	Perímetro (p):	<input type="text" value="2.9007"/>	m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.4176"/>	m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.8500"/>	m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.9484"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="2.0928"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

Se tiene una capacidad de evacuación por el canal desripiador $Q = 5.98 \text{ m}^3/\text{s}$., con una velocidad supercrítica $V = 4.93 \text{ m/s}$.

3.4.5. VERTEDERO DE DEMASÍAS

Descarga bajo la compuerta de río, bajo las condiciones de avenida máxima:

$$Q = AC\sqrt{2g * \Delta h}$$

Donde:

Q Caudal

C Coeficiente de descarga

A Área

Δh Diferencia de alturas

$Q = A C' d (2g \Delta h)^{1/2}$, con una abertura de 0.75 m $Q = 4.50 \text{ m}^3/\text{s}$.

Con la eliminación por el

Desripiador $Q = 5.98 \text{ m}^3/\text{s}$

Compuerta $Q = \underline{4.50 \text{ m}^3/\text{s}}$

Caudal evacuado $Q = 10.48 \text{ m}^3/\text{s}$

Por tanto, se tiene:

$$\text{Caudal } 24.28 \text{ m}^3/\text{s.} - (10.0 \text{ m}^3/\text{s.} + 10.48 \text{ m}^3/\text{s.}) = 3.80 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Caudal que será desalojado por el vertedero lateral de demasías, para lo que, con la teoría clásica se requiere una longitud $L = 12.17 \text{ m}$, por tanto, la longitud del vertedor lateral de demasías será $L = 12.0 \text{ m}$.

3.4.6. CANAL DE APROXIMACIÓN

El canal de aproximación tendrá las siguientes características hidráulicas y geométricas con el caudal de reserva, como se muestra en la figura 43:

Captación de derechos ANA: $Q_A = 6.76 \text{ m}^3/\text{s.}$

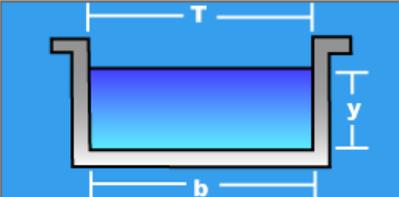
Caudal desalojado por el desarenador: $Q_d = 0.676 \text{ m}^3/\text{s.}$

Caudal de captación: $Q_c = 7.436 \text{ m}^3/\text{s.}$

Figura 43 Canal de aproximación

Lugar:	<input type="text" value="Rio Arma"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Tesis Bocatoma El Vado"/>
Tramo:	<input type="text" value="El Vado"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="Concreto"/>

Datos:	
Caudal (Q):	<input type="text" value="7.436"/> m ³ /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="3.25"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.016"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0005"/> m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="1.8143"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="6.8785"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="5.8963"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.8572"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="3.2500"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.2611"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.2989"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="1.8953"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

El canal de aproximación tendrá las siguientes características hidráulicas y geométricas con el caudal máximo de captación en tiempo de avenidas, se muestra en la figura 44.

Figura 44 Canal de aproximación en avenidas máximas

Lugar:	<input type="text" value="Rio Arma"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Tesis Bocatoma El Vado"/>
Tramo:	<input type="text" value="El Vado"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="Concreto"/>

Datos:		
Caudal (Q):	<input type="text" value="8.6"/> m ³ /s	
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="3.25"/> m	
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.016"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0005"/> m/m	

Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="2.0280"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="7.3060"/> m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="6.5910"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.9021"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="3.2500"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.3048"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.2925"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="2.1148"/> m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

3.4.7. LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Características hidráulicas y geométricas de la tubería de derivación-conducción, con los caudales de reserva y máximo caudal en tiempo de avenidas, como se muestra en la figura 45.

Figura 45 Línea de conducción

Lugar:	<input type="text" value="Rio Arma"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Tesis Bocatoma El Vado"/>
Tramo:	<input type="text" value="El Vado"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="Tubo PVC"/>

Datos:

Caudal (Q):	<input type="text" value="7.436"/>	m ³ /s
Diámetro (d):	<input type="text" value="2.4"/>	m
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.009"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0005"/>	m/m



Resultados:

Tirante normal (y):	<input type="text" value="1.8313"/>	m	Perímetro mojado (p):	<input type="text" value="5.0995"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="3.7040"/>	m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.7263"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="2.0410"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="2.0076"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.4758"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="2.0367"/>	m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

Fuente: Elaboración propia (Orosco, Jorge, 2015)

CAPITULO IV : ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

1.- Caudales Medios

Existen varios métodos hidrológicos que podrían ser utilizados, se justifica la utilización de uno de ellos, porque se buscó la mejor opción por las características propias y con el cual se obtiene el mejor resultado.

Para el desarrollo de los caudales medios se descartó algunos métodos, que son los siguientes:

- **Método Directo** o también llamado de Sección y Pendiente, en el cual el caudal medio se estima después de pasos de avenidas, con base en datos específicos obtenidos en campo. Al ser muy básico por utilizar la fórmula de Manning, además se utiliza mayormente para estructuras pequeñas como canales, alcantarillas, etc. No la consideramos para el desarrollo.
- **Métodos empíricos**, que la mayoría deriva del método racional debido a la sencillez, tienen grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento, es muy complejo como para resumirlo en una fórmula de tipo directo, en la que solo intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento, tampoco la consideramos.
- **El método racional** tiene una antigüedad de más de 100 años, aparte para el desarrollo de este método las áreas deben ser de 50 ha hasta 500 ha.

El método de Mac Math utiliza los mismos datos que el método racional, la diferencia es el factor de escorrentía de Mac Math.

- **Método del número de curva** que fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos, con ventaja sobre el método racional, donde se aplican cuencas medianas como también a cuencas pequeñas. El parámetro de mayor importancia de la lluvia generadora, es la altura de esta, pasando su intensidad a segundo plano. Al tener simplemente una estación climatológica y hay datos faltantes, se decide no utilizar tal método. Aparte su principal aplicación es la estimación de las cantidades de escurrimiento tanto en el estudio de avenidas máximas, como en el caso del cálculo de aportaciones liquidas.

- **Métodos Estadísticos**, se basan en considerar que el caudal medio anual, es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. Para utilizarlos se requiere tener como datos, el registro de caudales medios-máximos anuales, al tener mayores datos será mejor el cálculo del diseño. Al existir muchos tipos de distribuciones que se adaptan a los datos, además difieren en los extremos, descartamos estos métodos los cuales son:
 - Gumbel
 - Nash
 - Levediev

- **Distribución de probabilidades** de la serie histórica se deben tener en cuenta algunas consideraciones.

Para el ajuste a las distribuciones Log-Normal, Log-Gumbel y Log-Pearson se requiere transformar la variable al campo logarítmico para modelarla, con lo que se disminuye la varianza muestral, pero también se filtran las variaciones reales de los datos.

Las distribuciones de dos parámetros fijan el valor del coeficiente de asimetría, lo que en algunos casos puede no ser recomendable. La distribución Log - Normal de dos parámetros sólo es recomendable si el coeficiente de asimetría es cercano a cero. Las distribuciones Gumbel y Log-Gumbel son recomendables si el coeficiente de asimetría de los eventos registrados es cercano a 1.13

Para ajustar distribuciones de tres parámetros (Log Normal III, Log Pearson) se requiere estimar el coeficiente de asimetría de la distribución; para ello es necesario disponer de una serie con longitud de registros larga, mayor de 50 años, (Kite, 1988). Las distribuciones de dos parámetros son usualmente preferidas cuando se dispone de pocos datos, porque reducen la varianza de la muestra, (Ashkar, et al. 1994).

Cuando se presenten cambios o tendencias en la serie histórica se deben utilizar técnicas estadísticas que permitan removerlos para poder realizar el análisis de frecuencias (Kite, 1988; Mahou, 1993; Ashkar, et al. 1994).

La selección inadecuada de la distribución de probabilidades de la serie histórica arrojará resultados de confiabilidad dudosa, (Ashkar, et al. 1994).

El tamaño de la muestra influye directamente en la confiabilidad de los resultados, así a mayor período de retorno del estimativo mayor longitud de registros necesaria para mejor confiabilidad en los resultados.

2.- Método Lutz Schölz

Dependiendo de del tipo, cantidad y calidad de información disponible, existen diferentes tipos de problemas para poder elegir los métodos. *Cuencas con escasa información hidrológica. El cual puede resolverse mediante un análisis regional* (Chereque, 1989)⁸.

Debido a uno de los principales parámetros en hidrología es el caudal, pero en el área de estudio o cerca de ella no existen estaciones hidrométricas, por lo que se han generado sintéticamente mediante la implementación del modelo Lutz Schölz (Lutz, 1980)⁹.

El modelo hidrológico propuesto por el experto alemán Lutz Schölz para cuencas de la sierra peruana, en el marco de la Cooperación Técnica de la República Federal de Alemania, a través del Plan Meris II, en 1979-1980, cuenta con una estructura determinística para el cálculo de los caudales mensuales para el año promedio (Balance Hídrico-Modelo determinístico); y una estructura estocástica para la generación de series extendidas de caudal (Proceso markoviano-Modelo Estocástico).

El modelo de generación de caudales ha sido calibrado con mediciones de caudal in situ, realizadas durante las visitas de campo, de tal manera de asegurar la efectividad del modelo para predecir el comportamiento hidrométrico de las quebradas y/o ríos en estudio.

3.- Geotecnia

Debido que es una investigación para la tesis de Bocatoma, hay algunos estudios de los cuales justificamos que no consideramos como esenciales. Se

⁸ Ing. Wendor Chereque, HIDROLOGIA para estudiantes de Ingeniería Civil, 1989, Lima, PUCP

⁹ Schölz Lutz, Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana, 1980, Cusco, Plan Meris II

pueden obtener soluciones teóricas basadas en los principios de la mecánica de suelos para los problemas en que se presentan cimentaciones permeables o débiles. La mayor parte de estas soluciones son relativamente complicadas y solamente se puede confiar en ellas en el grado en el que se hayan determinado las permeabilidades en las diferentes direcciones o la resistencia de la cimentación, por medio de pruebas costosas y detalladas de campo y de laboratorio.

Ordinariamente, las exploraciones extensas de esta naturaleza y los proyectos teóricos complicados no son necesarios para las presas pequeñas que se discuten en este texto. Para estas estructuras es generalmente económico proyectar las cimentaciones a base de criterio, tratando de usar deliberadamente amplios factores de seguridad¹⁰.

La economía en los costos de construcción que puede obtenerse con un proyecto más preciso, ordinariamente no justifica el costo de los estudios adicionales, ni el de las pruebas y trabajos de ingeniería necesarios. Se sabe que en el área de la Bocatoma, existe un tipo de suelo resistente que con altos factores de seguridad, soportarían todas las fuerzas en contra la estructura. Existen cimentaciones, sin embargo, en las cuales las condiciones son anormales, al grado que no se puede confiar en el criterio para obtener un proyecto con un factor de seguridad adecuado. En estas condiciones se requieren los servicios de un ingeniero especializado y quedan fuera del campo de este texto.

4.- Sedimentos en la zona de Captación

-
- ¹⁰ Bureau of Reclamation. (2007). Diseño de pequeñas Presas. Departamento del interior de los Estados Unidos.

En la zona de captación debido que no se realizó un estudio de erosión, que es un proceso natural que se desarrolla continuamente desde los tiempos geológicos y que determina y modela la forma de la corteza terrestre.

Los valores más altos de la erosión específica se registran en cuencas pequeñas, de régimen irregular de lluvias

Tipos de erosión

- Erosión normal.- proceso lento con una distribución normal (incluye rocas y limos)
- Erosión acelerada.- rompen o alteran las condiciones naturales.

En los tipos de erosión, son debidos que transportan sedimentos que se puede definirse como un canal rígido, como de concreto, como si la sección transversal está definida. Por el contrario, en el fondo móvil se somete a procesos de erosión y sedimentación.

El transporte de solidos puede ser por “arrastre” cuando son materiales muy pesados, por “saltación” cuando puede transportar material granular por una cierta distancia y por “suspensión” cuando lleva partículas finas.

Como se muestra en la figura 46 y en la figura 47, se observa que el tipo de transporte de solidos son gravas de 2 – 64 mm y cantos rodados de 4 – 256 mm, que serían arrastrados por el cauce, como también existirá saltación en las gravas. Además existe el transporte por suspensión de las arenas y limos, que habría en la zona.

Al notar que al construir el barraje con perfil “Grampa con un colchón de piedras de mayor diámetro que los que existe en el cauce, se asegura del buen funcionamiento de la estructura y su durabilidad.

Figura 46 Zona de Captación “El Vado”



Fuente: (Orosco, Jorge, 2015)

Figura 47 “Oroya” para colocar canastilla para aforos con correntómetro



Fuente: (Orosco, Jorge, 2015)

5.- Barraje o Azud

Con relación al diseño de la estructura de toma de una bocatoma con barraje móvil, de cierre total del cauce; que normalmente va a trabajar en régimen torrencial o supercrítico, excepto en época de estiaje mínimo.

Esta condición de flujo nos hace descartar el barraje con perfil Creager con colchón disipador, pues en el torrente al pie del talud de aguas abajo del barraje no se produce resalto hidráulico, pues empalma enseguida con otro torrente menos supercrítico, el perfil hidráulico es de régimen supercrítico antes del barraje, más supercrítico sobre el cimacio y paramento aguas abajo y empalma con el río en que tiene flujo supercrítico. La solución adoptada es un perfil tipo "Grampa" que ya ha dado muy buenos resultados en nuestros ríos en donde se tienen regímenes de flujos supercríticos.

Algunos buenos resultados de diseñar la bocatoma con el perfil "Grampa", tenemos como ejemplo en el Proyecto Derivación Kovire, donde está construido desde el año 2005, una bocatoma con perfil "Grampa" de una ancho 6.00 m, 8.10 m de longitud y 2.22 m de altura, que capta 5 m³/s donde entrega a un túnel de 8.43 km. La bocatoma se encuentra en el Departamento de Tacna, Provincia de Tarata, Distrito de Ticaco y a una altura de 4,400 msnm, estaba ubicada sobre la margen derecha del río Ancoaque. Que hasta la actualidad con su mantenimiento respectivo en los canales de limpia, las compuertas y en la poza desripiadora, no hubo ningún problema, ni tampoco ni una daño a las estructura en las máximas avenida.

Figura 48 Bocatoma Ancoaque con perfil “Grampa”



Fuente: Proyecto Derivación Kovire, Ticaco – Tarata - Tacna

Otro proyecto de la construcción del Canal Negropampa, que está ubicado en el Departamento de Arequipa, Provincia de Caylloma, Distrito de LLuta, donde se encuentra desde el año 2008, una bocatoma con el barraje tipo “Grampa” con una longitud de 9.00 m y con altura de 2.00 m, donde la pendiente abrupta existente en la zona de captación, no causó ningún problema, ni daño en la estructura construida.

Por último, en el IV Foro Regional de Estudiantes de Ingeniería Civil (FOREIC), Pucallpa 2015, realizado en la Universidad Nacional de Ucayali (UNU). Los estudiantes responsables de este logro son Francisco Torres Medina y Jhonatan Vallejos Castro de la Escuela Académica Profesional (EAP) de Ingeniería Mecánica de Fluidos de la Facultad de Ciencias Físicas. Ganaron con el proyecto de “*Tipificación del barraje tipo Indio y rediseño para captaciones en cuencas con pendiente abrupta y con flujo de derrubios*”, donde el perfil “Grampa” o perfil “Indio”, además lo presentaron a escala reducida (maqueta) y se explicó los beneficios del perfil en cauces con pendientes abruptas.

Figura 49 Perfil “indio” o Perfil “Grampa”



Fuente: IV Foro Regional de Estudiantes de Ingeniería Civil (FOREIC),
Pucallpa 2015

6.- Desripiador

Se sabe que el comportamiento del arrastre de los sólidos en una bocatoma depende de una serie de factores que son imposibles de evaluar en forma analítica; pero siempre se aconseja que la entrada del caudal líquido al canal de derivación se diseñe a velocidades bajas, con el objeto de que los materiales que entran a la cámara de derivación no estén en suspensión, esta situación es más teórica que práctica, por el tipo de flujo turbulento y las perturbaciones locales, por ello se dispone de un desripiador y un desarenador de limpia continua, a esto contribuye una adecuada operación de la compuerta de limpia.

7.- Ventana de Captación

Como criterio general se debe evitar el impacto directo del flujo sobre la ventana de captación, para evitar esta situación el eje seleccionado es normal al río.

Debido al carácter torrencial del río se supone que en la mayoría de los casos la entrada del caudal produce separaciones de la línea de flujo con el muro de encauzamiento donde está ubicada la ventana de captación, produciéndose fenómenos de cavitación, y esta situación se acentúa cuando la captación es en ángulo.

Este fenómeno produce una zona de "aguas muertas" donde se producirán depósitos de materiales gruesos y en las vecindades de la ventana de admisión dará origen a ondas turbulentas las que ponen en suspensión todos los materiales del fondo de la cámara de derivación; asimismo, se producirá desgaste apreciable del piso en avenidas empezando por las juntas.

CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- El modelo Lutz Schölz

Para el desarrollo de los caudales medios, justificando porque descartamos los demás métodos hidrológicos conocidos mediante las características específicas para cada uno, obtuvimos como mejor método el de Lutz Schölz, debido que no existe mucha información hidrológica, además la información tampoco es tan segura. Donde se tuvo que hacer varios análisis de los datos para confirmar que puedan ser usados. Es un método mayormente que se vale de las características de la Sierra Peruana, estudiada por el Alemán Lutz Schölz, quien varios estudios actualmente lo están utilizando y aceptándolo debido a que los valores son cercanos.

En la cuenca El Vado, con los datos analizados y el método desarrollado obtuvimos un caudal generado de 8.58 m³/s.

- Comparación de método para Avenidas máximas

Para el desarrollo de las avenidas máximas se utilizó el programa HYFRAN, tomando todos los datos de la estación e introduciéndola al programa, para así poder comparar los tres métodos hidrológicos, donde tomamos el mayor caudal el cual es 32.597 m³/s

- El modelo Transposición

Con fines de reserva de recursos hídricos, se ha desarrollado el modelo de transposición de cuencas para la cuenca del Vado, cuyo punto de interés es la estación hidrométrica de Salamanca, cuya extensión de 1,219 Km².

- **La oferta estimada**

La oferta estimada en El Vado es la que se resume a continuación, cuyo volumen total medio anual es de 221,3 Hm³, generados para la bocatoma El Vado.

Los caudales generados se presentan en los cuadros del estudio, considerando el Caudal Medio, caudales con persistencias al 50%, 75% y 90%, para fines de riego se ha utilizado al 75% de persistencia, cuyo volumen anual estimado es de 171.93 Hm³.

- **La demanda de ampliación agrícola proyectada**

Se tiene proyectada una área de ampliación de la frontera agrícola de 13,450.00 has., (en las pampas Los Alisos y Los Ceniceros Rojos, estimándose una demanda hídrica, cuyo volumen anual es de 153,60 Hm³.

- **Caudal ecológico estimado**

Se ha estimado el caudal ecológico, empleado el criterio del 10% del caudal medio mensual¹¹, cuyo volumen anual estimado es de 22,13 Hm³.

- **Demanda para usos poblacionales e industriales**

Con la finalidad de cubrir las demandas generadas como actividades que se van a dar en el desarrollo de la vida del proyecto se estima el uso poblacional e agroindustrial, cuyo volumen anual estimado es de 41,12 Hm³., que representa un caudal medio anual de 1,30 m³/s

¹¹ Autoridad Nacional del Agua, Ley de Recursos Hídricos y su relación con los Caudales Ecológicos, Lima – Perú, Ley 29338 – Ley de Recursos Hídricos.

- **El balance hídrico.**

El volumen de total anual de 171,93 Hm³, con fines de riego al 75% de persistencia, cubre las necesidades hídricas de los cultivos, cuyo volumen medio anual es de 153,60 Hm³, registrándose un excedente de 18,33 Hm³, en la sección El Vado del río Arma.

El volumen de agua de disponibilidad medio anual en el río Arma, Sección El Vado, es de 221,30 Hm³. De los cuales el volumen disponible al 75% de persistencia es de 171.93 Hm³, el volumen para usos industriales, poblacionales, entre otros es de 41,12 Hm³. Por lo que la reserva solicitada es de 213.04 Hm³.

- **Zona de la Cuenca para la Bocatoma**

La región del área actual de la cuenca se debe a la intensa actividad volcánica desarrollada paralelamente a la evolución andina, observándose como volcánicos de edades cuaternarias y terciarias especialmente en las partes elevadas que han conformado en una arco volcánico que llevan la denominación de Arco Volcánico del Barroso, que han sido disectadas y erosionadas con diferente intensidad, conformando valles profundos que descienden con pendientes fuertes hacia la costa.

En la cuenca que se desarrolló para la bocatoma en sus características geomorfológicas se desarrolla en dos distintos relieves, bien marcados entre sí, reconocidas en las siguientes unidades: Cordillera y Altiplano.

Las rocas que se encuentran en todo el ámbito de la zona del proyecto se describen a continuación.

Formación Millo (rocas volcano-sedimentarios): Volcánicos Sencca (Terciario superior): Volcánico Barroso (Cuaternario Reciente); Así mismo depósitos de material suelto del tipo coluvial, aluvial, deluvial, proluvial, etc. Con espesores

que varían desde centímetros hasta algunas decenas de metros, que cubre en su mayoría a las rocas que se encuentran en la zona.

En los procesos geodinámicas externos, por la situación geográfica de la Bocatoma, situado junto a los nevados Fisura, Solimana y Coropuna, se observa que la parte de la cuenca hidrográfica del río Arma. Comprometida con la tesis, es decir la cabecera de ella esta originada en los flancos de los mencionados nevados: teniendo su límite o línea de nieves perpetuas en los 4.800 msnm por encima de los cuales conforman glaciares sobretodo del Coropuna no constituyen un peligro potencial para la Bocatoma (avalanchas), por presentar pendientes moderadas y lo más importante entre la bocatoma y el nevado existente franjas anchas de superficie de puna (planas y onduladas), aparte que el área no exhibe huellas de que se hayan producido avalanchas. En consecuencia, los resultados de los estudios de Geología y Geotécnica, ha establecido que el área establecida para la Bocatoma, es la más adecuada para el desarrollo de la tesis. Así mismo se han revisado mapeos geológicos regionales a escala de 1:50.000 1:100.000 que podrán darnos una idea más clara, sobre las bondades del área.

- Zona De Captación Arma

En los aspectos geológicos – geotécnicos del área de la zona de captación la estratigrafía obtenida a partir de las calicatas practicadas, confirman los antecedentes geológicos del área, donde indican que los suelos subyacentes corresponden a depósitos sedimentarios de origen fluvio-aluvial que configuran el cauce actual y las terrazas del río Arma, en donde se tiene ubicado el eje de barraje de la bocatoma. Indicando también que, posteriormente a los trabajos ejecutados por Vera & Moreno, se realizaron 02 calicatas. Se han efectuado 5 y habiendo efectuado trabajos de ensayos de Laboratorio in situ para obtener el grado de compacidad. Clasificación SUCS, potencia de los depósitos fluvio – aluviales. Coeficiente de permeabilidad y carga admisible entre otros, para

obtener criterios técnicos suficiente para un diseño de bocatoma que garantice las seguridad de la mima

Los depósitos del cuaternario reciente en la margen derecha están compuestos por aluviales (Qr -al) que conforman una terraza de potencias que oscilan entre 4 y 5 m. de profundidad. En la margen izquierda, los suelos superficiales son variables tal como se podrá apreciar en las secciones transversales de la Bocatoma (A-A': B-B' y C-C'); subyaciendo a estos depósitos los materiales de la Formación.

Por la naturaleza de los materiales encontrados, se deduce que no existirán problemas de cimentación; tal como se podrá observar en los resultados de laboratorio realizados; que tiene densidades superiores a 1.90.

En los análisis de las condiciones geomorfológicas del área de captación sobre todo en el sector de la sección transversal C-C' (incluido recientemente), se deduce que no existirán problemas en cuanto a estabilidad de taludes.

- **Estudios Ejecutados**

En los estudios ejecutados nos ha permitido realizar la toma de muestras, así como definir el perfil estratigráfico del sub suelo del terreno de fundación, con la consiguiente clasificación SUCS en base a ensayos estándar de mecánica de suelos.

Así mismo mediante el uso del cono de arena se determina la densidad natural de los suelos en donde estarán cimentada la Bocatoma.

Con las muestras obtenidas se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

Suelos

- Granulometría

- Densidad Natural
- Contenido de humedad
- Pesos específicos, etc.

- **Criterios de diseño**

En el diseño hidráulico de la bocatoma está compuesto por las siguientes obras:

Bocatoma con doble rebose, estable, con barraje tipo grampa por la pendiente supercrítica, sobre la cota de fondo del cauce 4041,60 msnm, (la captación estuvo propuesta sobre la cota 4040 msnm, pues se consideraba un canal de derivación de sección trapecial y de 2,50 m de altura por debajo de la plataforma.

La estructura de toma tiene defensas ribereñas con enrocado en ambas márgenes, aguas arriba y abajo de la bocatoma, muros de encauzamiento, en el muro de la izquierda se han dispuesto las ventanas de captación, que son tres, de 2,0 m de base x 1,0 m de altura, ubicadas a 1,60 m sobre el fondo a fin de que con una adecuada operación de la compuerta se capte el agua con menor porcentaje de sedimento de granulometría gruesa en lo posible, estas ventanas están protegidas con barrotes de fierro redondo liso, de 1" de diámetro, espaciadas cada 0,20 m entre ejes, para impedir el ingreso de cuerpos flotantes transportados por la corriente, la captación es normal al flujo, las ventanas están separadas mediante muretes de 0,35 m de ancho.

Estas ventanas de captación vierten las aguas captadas a un canal desripador, que permite la decantación de los materiales gruesos que hayan ingresado y su eliminación hidráulica hacia el río con el flujo originado por una pendiente elevada de este canal, que está controlada con una compuerta con vástago y volante, con accionamiento manual, con pasarela de maniobras.

De la poza desripadora se tienen otras tres ventanas de admisión, paralelas a las tres ventanas de captación, con las mismas dimensiones de las ventanas

anteriores, controladas con compuertas, estas ventanas constituye el segundo rebose y dan a la poza de tranquilización y cambio de dirección que da lugar al canal de aproximación.

Se llama bocatoma estable pues el barrage “fija el cauce y la cota de captación”, el barrage es del tipo grampa, escogido por el régimen torrencial del río en el tramo, es del tipo móvil pues tiene una compuerta de río, accionada con sistema mecánico, con barra y sistema de sincronización, el borde superior de la compuerta coincide con el cimacio del barrage (barrage móvil), su accionamiento permite la limpieza de la zona de captación y ayuda a evacuar las máximas avenidas, la compuerta se acciona desde la losa de maniobras. El barrage tiene un paramento de aguas arriba con talud 1:1 hasta el cimacio o umbral que tiene curvatura hidrodinámica, y entrega al río con un paramento de aguas abajo con talud inclinado, la superficie es de piedra de 0,50 m canteada en cinco lados, asentada en concreto y emboquillada con mortero 1:3.

El canal de aproximación es cruzado por un puente peatonal de acceso a la losa de maniobras de la bocatoma, aguas abajo y en el lado derecho tiene un vertedero lateral de demasías para desalojar las aguas en demasía que se pudieran haber captado en temporada de avenidas, cuando la captación funciona eventualmente como orificio. Así mismo en este canal se tiene un medidor de caudales, todo el canal de aproximación es de concreto armado y de sección rectangular.

5.2. RECOMENDACIONES

Para la data hidrometeorológica, donde en el Perú es escaso la información, además los datos no son muy confiables, se recomienda:

- Instalar estaciones meteorológicas en cada distrito, para tener una información más específica, lo cual será de mucha utilidad para los estudios que se realice en el sector.
- Instalar una estación de aforo en el sector de El Vado, pues allí se podrá determinar las descargas con mayor precisión.

En el diseño hidráulico general de la Bocatoma El Vado, situado en el río Armas con fuertes arrastre de sólido, debido que es un cauce joven, conviene tener presente lo siguiente:

- La ubicación de la bocatoma en el río es determinante en el buen funcionamiento. En los ríos sinuosos en los que las velocidades son relativamente altas y los radios de curvatura pequeños, es favorable colocar la toma en la parte externa (Parte Cóncava), o como en nuestro caso en la línea recta donde se conoce el perfil del cauce y se sabe que no hubo inundaciones en las partes laterales en tiempos de máximas avenidas, por tal motivo se puede saber con mayor exactitud el recorrido en dicho tramo.
- El ángulo de bifurcación tiene una influencia pequeña y no muy bien determinada.
- Los sólidos transportados por el río, ya sean por suspensión, saltación o arrastre de fondo varían exponencialmente con el caudal líquido, por consiguiente, en ríos con fuertes variaciones de caudal se producen los siguientes fenómenos:
 - a) en los periodos de crecidas de caudal pasa por la bocatoma un porcentaje del volumen total de sólidos. En este periodo existe un excedente de caudal, que no es aprovechado por el canal de derivación pero si es aprovechado por el canal desripador, donde los sólidos son arrastrados hacia aguas abajo sin que sufra la estructura.

b) En la otra parte del año cuando el caudal decrece, se dispone de compuertas desripadoras, que evacuan en forma permanente o frecuente los sólidos depositados que llegan a la Bocatoma.

- Al implantar la bocatoma en el río inevitablemente se alteran las condiciones del escurrimiento natural del agua y de los sólidos que arrastra. Existirá unos cambios agua arriba por el remanso que existiría y como aguas abajo por el menor caudal. Por ello se ha tomado en cuenta en el diseño las maneras de disminuir los problemas consiguientes.

- El fenómeno de arrastre de sólidos en la bocatoma, depende de una serie de factores que resultan muy complejos de analizar y describir en su totalidad, es decir en forma analítica.

- En la construcción de la bocatoma se puede obtener algunos problemas:

- a) El barrage o azud, causa remanso en el río aguas arribas de la toma. Este efecto, que permite desviar las aguas hacia la ventana de captación, origina una disminución de la velocidad de flujo y mayor tendencia al depósito de partículas aguas arriba.

- b) El canal de derivación capta aguas relativamente limpias, exentas de sólidos gruesos.

La disminución del caudal en el cauce trae consigo una reducción de la capacidad de arrastre del río. Este hecho puede ocasionar la formación de depósitos aguas debajo de la toma, permaneciendo durante el periodo en que no hay un caudal suficiente para poder arrastrarlas.

- En cuanto a los problemas que originan los depósitos de material gruesos, aguas arriba y aguas debajo de la toma, se han solucionado

con un diseño adecuado de obras como el canal de limpia y las compuertas. Estas son diseñadas de manera que la carga de agua sea lo suficiente grande para generar velocidades altas, que arrastran los materiales que se acumulan tras la toma. Es conveniente canalizar el escurrimiento aguas arriba de las compuertas, de modo de lograr que las altas velocidades abarquen una distancia importante.

En ríos caudalosos donde el caudal pasante es mayor que el de captación el desripiador se vuelve continuo. En cambio se hace desripiador discontinuo mediante compuertas.

- En muchos casos el diseño hidráulico de la toma no permite garantizar que no va a entrar arrastre del fondo del canal. Por esa razón se instalan la rejas en las ventanas del canal, el desripiador para que todos los sólidos que puedan haber pasado, se eliminen y por último se podría poner un desarenador para una mejor limpieza del canal.

- Los posibles embanques, frecuentes delante de la ventana de captación y de la compuerta de limpia debe obligar a limpiar con frecuencia operando la compuerta de limpia; consecuentemente se producirán dificultades en la captación, y para evitar estas alteraciones se recomienda un desripiado continuo, es decir ingresan sedimentos gruesos y se eliminan inmediatamente con arrastre hidráulico.

Con la captación en ángulo se dificulta la limpieza o arrastre de los sedimentos gruesos depositados, por lo que, en torrentes no son recomendables para la toma.

CAPITULO VI : REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agricultura, M. d. (2009). Política y Estrategia Nacional de Recursos Hídricos del Perú. Lima: Autoridad Nacional del Agua.
- Chereque, Wendor. (1989). HIDROLOGIA para estudiantes de Ingeniería Civil. Lima: PUCP.
- Villodas, Ruben. (2008). Hidrología. Mendoza, Argentina: Universidad Nacional de Cuyo.
- Linsey, Kohler, Paulus. (1977). Hidrología para Ingenieros. Colombia: McGraw- Hill Latinoamericana SA.
- Cahuana Andía, Yugar Morales. (2009). Material de Apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Hidrología. Bolivia: Universidad Mayor de San Simón.
- Rivas Hernandez, Molina Aguilar, Espinoza Diaz, Castillo Contreras. (2005). Manual de prácticas - Hidrología Superficial. España: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- CRWR. (Marzo de 2007). GIS Water Resources Consortium. Obtenido de www.crwr.utexas.edu/archydrotools/tools.html
- Euguren, F. (2014). El necesario encuentro con la agricultura familiar. Revista Agraria.
- Lutz, S. (1980). Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana. Cusco: Plan Merris II .
- Bureau of Reclamation. (2007). Diseño de pequeñas Presas. Departamento del interior de los Estados Unidos.
- Orosco, J. (2015).
- INGEMMET. (1994). Resumen del boletín 050 de los cuadrángulos de Chuquibamba, Cotahuasi y la Yesera.
- Vera & Moreno S.A. Geología General. (1987). Geotécnica, Mecánica de los suelos y canteras. Hidrogeológicas y Evaluación del Sector Minero – Capítulo VI.
- TERZACHI Y PECK. (1963). Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. El Ateneo SA.

- AUTODERAC. (1994). Autoridad autónoma del proyecto especial Rio Arma Condesuyos: Geología, Geotécnica e Hidrogeología - Capítulo VI Tomo I, II, III.
- Villon, Maximo. (1985). Hidráulica de Canales. Cartago, Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica Departamento de Ingeniería Agrícola.
- Krochin, Sviatoslav. (1982). Diseño Hidráulico. Quito: Universal.
- Martin Vide. Juan. (1994). Ingeniería de Ríos. Lima: Alfaomega.
- Mansen Valderrama, Alfredo. (2000). Diseño de Bocatomas. Lima: Universidad Nacional - Departamento Académico de Hidráulica e Hidrología.
- Rocha Felices, Arturo. (2003). La Bocatoma, Estructura clave en un proyecto de aprovechamiento hidráulico. Lima: XI Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil.

ANEXOS

A.- DATOS DE HIDROLOGÍA

Parámetros de forma

Parámetros	Sub Cuenca
	El Vado
Área A(km ²)	878.487
Perímetro P (km)	155.850
Longitud Río Lc (km)	42.740
Longitud Máxima Cuenca Lm (km)	37.460
Longitud Máxima Desagüe L (Km)	35.600
Ancho Máximo Cuenca Am (km)	40.500
Ancho Promedio Cuenca Ap (km)	23.451

- Índice de Compacidad (índice de Gravelius)

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

	(m)	(km)
P=	155850	155.850
A=	878487000	878.487
K=	1.483	1.483

- Factor de Forma (Ff)

$$f_f = \frac{A}{L_c^2}$$

	(m)	(km)
A=	878,487,000.00	878.487
Lc=	42740	42.740
F=	0.4809	0.4809

- **Radio de Elongación (Re)**

$$Re = 1.1284 \frac{\sqrt{A}}{L_c}$$

	(m)	(km)
<i>L</i>	37460	37.460
<i>A</i> =	878487000	878.487
Re=	0.893	0.893

- **Radio de Circularidad (Rc)**

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

	(m)	(km)
<i>A</i> =	878,487,000.00	878.487
<i>P</i> =	155850	155.850
Rc=	0.4545	0.4545

Parámetros de Relieve

Parametros	Sub Cuenca
	El Vado
Altitud Máxima (msnm)	6,372.270
Altitud Máxima Rio (msnm)	4,898.100
Altitud Mínima (msnm)	4,040.600
Altitud Media (msnm)	4,750.000
Altitud de Frecuencia Media (msnm)	4600-4700
Altitud Más Frecuente (msnm)	4300-5100
S cuenca (%)	14.32%
S Cauce (%)	
Índice de Pendiente de Cuenca (Ip)	0.234
Coefficiente de Masividad (Cm)	5.407
Coefficiente Orográfico (Co)	0.026

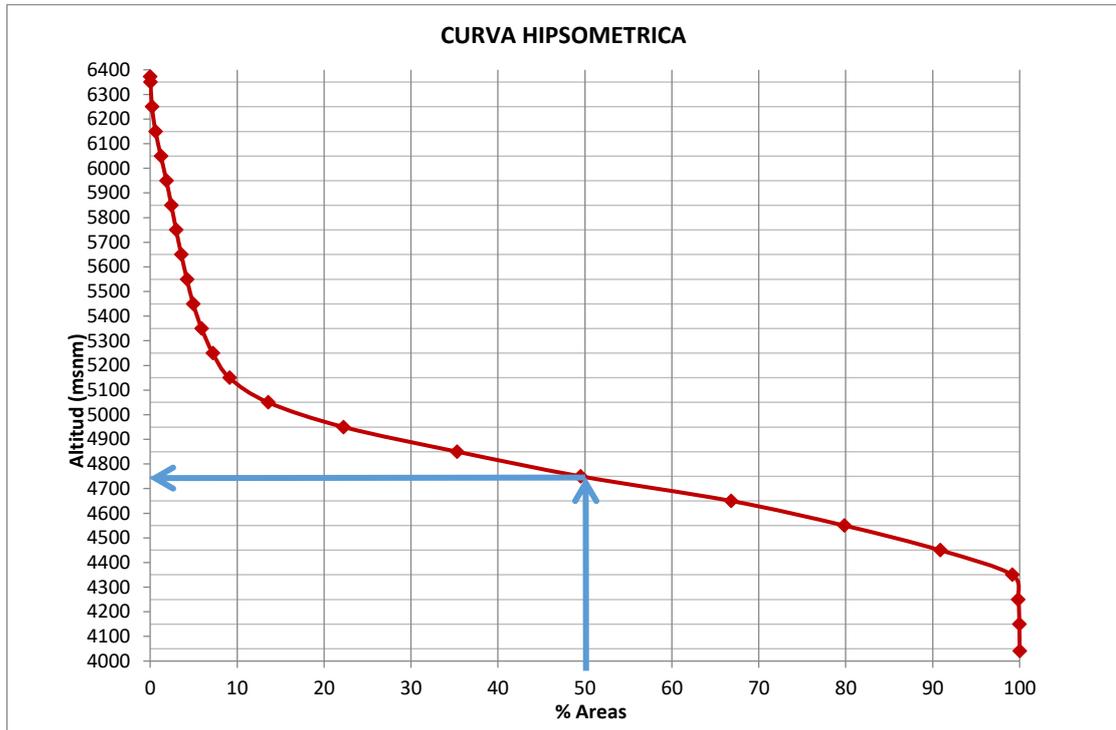
- **Altitud Media (msnm)**
- **Altitud de Frecuencia Media (msnm)**
- **Altitud Más Frecuente (msnm)**

Cuadro 28 Porcentaje Acumulado de Áreas

n	Curvas de Nivel (m)	Rango	Superficie (m2)		Altitud. (msnm)	Áreas Parciales (m2)	Áreas Parciales (km2)	Áreas Acumuladas (km2)	Áreas sobre altitudes (km2)	% del total	% del total que queda sobre alt.
					1		2	3	4	5	6
1	4,050.00	4,000.00	276,536.26			0	0.000	0.000	878.487	0.000	100.000
2	4,150.00	4,100.00	1,189,015.47	pto mas bajo	4040.6	276536.261	0.277	0.277	878.210	0.031	99.969
3	4,250.00	4,200.00	6,123,622.75		4150	1189015.47	1.189	1.466	877.021	0.135	99.833
4	4,350.00	4,300.00	72,813,586.74		4250	6123622.75	6.124	7.589	870.898	0.697	99.136
5	4,450.00	4,400.00	96,652,704.70		4350	72813586.7	72.814	80.403	798.084	8.289	90.848
6	4,550.00	4,500.00	114,389,963.74		4450	96652704.7	96.653	177.055	701.431	11.002	79.845
7	4,650.00	4,600.00	152,252,827.26		4550	114389964	114.390	291.445	587.041	13.021	66.824
8	4,750.00	4,700.00	124,770,218.66		4650	152252827	152.253	443.698	434.788	17.331	49.493
9	4,850.00	4,800.00	114,600,607.43		4750	124770219	124.770	568.468	310.018	14.203	35.290
10	4,950.00	4,900.00	76,163,797.12		4850	114600607	114.601	683.069	195.418	13.045	22.245
11	5,050.00	5,000.00	39,212,871.33		4950	76163797.1	76.164	759.233	119.254	8.670	13.575
12	5,150.00	5,100.00	16,813,329.98		5050	39212871.3	39.213	798.446	80.041	4.464	9.111

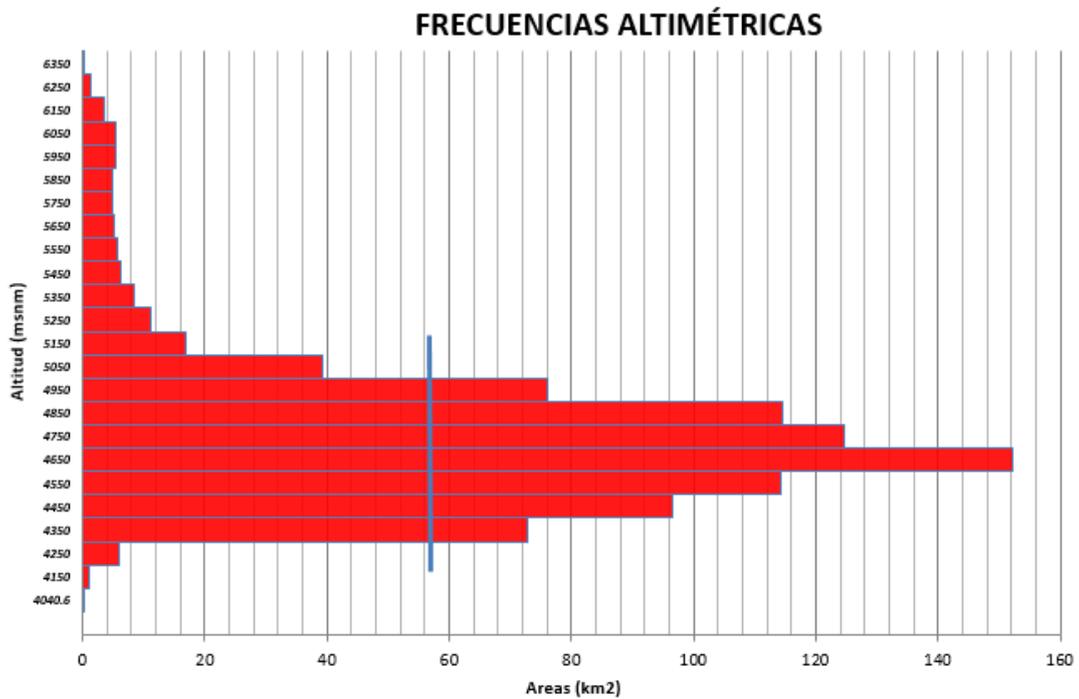
13	5,250.00	5,200.00	11,192,388.38		5150	16813330	16.813	815.259	63.228	1.914	7.197
14	5,350.00	5,300.00	8,557,422.87		5250	11192388.4	11.192	826.451	52.035	1.274	5.923
15	5,450.00	5,400.00	6,316,864.80		5350	8557422.87	8.557	835.009	43.478	0.974	4.949
16	5,550.00	5,500.00	5,704,149.31		5450	6316864.8	6.317	841.326	37.161	0.719	4.230
17	5,650.00	5,600.00	5,212,423.20		5550	5704149.31	5.704	847.030	31.457	0.649	3.581
18	5,750.00	5,700.00	4,784,802.64		5650	5212423.2	5.212	852.242	26.244	0.593	2.987
19	5,850.00	5,800.00	5,032,145.16		5750	4784802.64	4.785	857.027	21.460	0.545	2.443
20	5,950.00	5,900.00	5,592,270.67		5850	5032145.16	5.032	862.059	16.427	0.573	1.870
21	6,050.00	6,000.00	5,387,517.20		5950	5592270.67	5.592	867.652	10.835	0.637	1.233
22	6,150.00	6,100.00	3,606,272.05		6050	5387517.2	5.388	873.039	5.448	0.613	0.620
23	6,250.00	6,200.00	1,472,722.61		6150	3606272.05	3.606	876.645	1.841	0.411	0.210
24	6,350.00	6,300.00	368,689.61		6250	1472722.61	1.473	878.118	0.369	0.168	0.042
		6,400.00			6350	368689.612	0.369	878.487	0.000	0.042	0.000
			878,486,749.92	pto mas alto	6372.27						
						Σ		878486750		878.487	
										100.000	

- **Altitud Media (msnm)**



Altitud media = 4,750.000 msnm

- **Altitud de Frecuencia Media (msnm) y Altitud Más Frecuente (msnm)**



Altitud de Frecuencia Media = 4600-4700 msnm

Altitud Más Frecuente = 4300-5100 msnm

- **S cuenca (%)**

Se realizó con dos criterios

a) ALvord

$$S = \frac{D \cdot L}{A}$$

Altitud. (msnm)	Longitud (m)	Longitud (km)
4100 m	3815.862	3.815862
4200 m	5793.104	5.793104
4300 m	30852.22	30.85222
4400 m	82167.49	82.16749
4500 m	105268.5	105.2685
4600 m	158748.7	158.7487
4700 m	158085.6	158.0856
4800 m	178865.7	178.8657
4900 m	155306	155.306
5000 m	100840.1	100.8401
5100 m	50551.4	50.5514
5200 m	39090.54	39.09054
5300 m	33391.72	33.39172
5400 m	24537.51	24.53751
5500 m	20248.64	20.24864
5600 m	17661.43	17.66143
5700 m	15397.44	15.39744
5800 m	15375.48	15.37548
5900 m	17682.83	17.68283
6000 m	18775.25	18.77525
6100 m	15340.84	15.34084
6200 m	7852.247	7.852247
6300 m	2836.762	2.836762
Σ	1258485	1258.485

Desnivel constante entre C.N.:	D=	100	m
Longitud total de las C.N.	L=	1258485.304	m
Área de la cuenca:	A=	878487000	m ²
pendiente de la cuenca:	S=	0.143255996	

Pendiente de la cuenca = 14.32%

b) criterio de Norton

Desnivel constante entre cuvas de nivel D=				0.1	km
Numero de lineas de reticulado		Intersecciones o tangencias		Long. Lineas de referencia	
X	Y	Nx	Ny	Lx	Ly
1	1	24	4	13.91	2.350
2	2	20	52	15.110	33.480
3	3	21	45	20.720	36.550
4	4	23	34	25.000	39.380
5	5	27	46	33.220	36.040
6	6	29	23	34.740	22.570
7	7	32	16	27.870	15.710
8	8	19	9	19.680	10.550
9	9	6	8	3.170	6.240
Σ		201	237	193.420	202.870

$$S_x = \frac{N_x \cdot D}{L_x} \quad S_x = 0.1039189$$

$$S_y = \frac{N_y \cdot D}{L_y} \quad S_y = 0.1168$$

$$S = \frac{N \cdot D \cdot \sec(\theta)}{L}$$

secφ=	1	
D=	0.1	km
L=	396.290	km
N=	438	
S=	0.1105	

Pendiente:	S=	11.05	%
-------------------	-----------	--------------	----------

$$S = \frac{S_x + S_y}{2} \quad S = 11.04\%$$

$$S = \sqrt{S_x \cdot S_y} \quad S = 11.02\%$$

- **S Cauce (%)**

Criterio de Taylor y Schwarz

$$S = \left(\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right)$$

Altitud. (msnm)	H(m)	Long. (L) (m)	Si	Si ^{1/2}	L/(Si ^{1/2})
4050		0.000			
4100	50	2802.716	0.018	0.134	20983.780
4200	100	7507.079	0.013	0.115	65043.887
4300	100	5164.434	0.019	0.139	37113.688
4400	100	3387.588	0.030	0.172	19716.779
4500	100	4357.155	0.023	0.151	28761.039
4600	100	10890.728	0.009	0.096	113654.166
4700	100	7719.335	0.013	0.114	67821.884
4800	100	805.934	0.124	0.352	2287.966
4898	100	2043.361	0.049	0.221	9236.721
Σ	850	44678.332			364619.909

longitud del tramo	Li=	44678.332
pendiente del tramo	Si=	364619.909
pendiente media del cauce	S=	0.015

- Índice de Pendiente de Cuenca (Ip)

$$I_p = \sum_i^n \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})} \cdot \frac{1}{\sqrt{L}}$$

numero de curvas de nivel existentes en el rectangulo equivalente, incluido extremos:	n= 24
Fraccion de la superficie total de la cuenca comprendida entre las cotas ai- ai-1	β=
longitud del lado mayor del rectangulo equivalente:	L (m) = 64,992.74

Areas Parciales (m2)	Areas Parciales (km2)	β	Ip
276,536.26	0.28	0.0003	0.0005
1,189,015.47	1.19	0.0014	0.0010
6,123,622.75	6.12	0.0070	0.0023
72,813,586.74	72.81	0.0829	0.0080
96,652,704.70	96.65	0.1100	0.0092
114,389,963.74	114.39	0.1302	0.0100
152,252,827.26	152.25	0.1733	0.0115

124,770,218.66	124.77	0.1420	0.0105
114,600,607.43	114.60	0.1305	0.0100
76,163,797.12	76.16	0.0867	0.0082
39,212,871.33	39.21	0.0446	0.0059
16,813,329.98	16.81	0.0191	0.0038
11,192,388.38	11.19	0.0238	0.0043
8,557,422.87	8.56	0.0182	0.0037
6,316,864.80	6.32	0.0135	0.0032
5,704,149.31	5.70	0.0121	0.0031
5,212,423.20	5.21	0.0111	0.0029
4,784,802.64	4.78	0.0102	0.0028
5,032,145.16	5.03	0.0107	0.0029
5,592,270.67	5.59	0.0119	0.0030
5,387,517.20	5.39	0.0115	0.0030
3,606,272.05	3.61	0.0077	0.0024
1,472,722.61	1.47	0.0031	0.0016
368,689.61	0.37	0.0008	0.0008
878,486,749.92	878.49		0.1146

Índice de pendiente = 0.1146

- **Coefficiente de Masividad (Cm)**

$$C_m = \frac{H_m}{A}$$

Coefficiente de masividad = 5.407

- **Coefficiente Orográfico (Co)**

$$C_o = \frac{H_m^2}{A}$$

Coefficiente Orográfico = 0.026

Parámetros de La red de drenaje

Parámetros	Sub Cuenca
	El Vado
Longitud Total de Ríos (km)	371.900
Orden de Corriente	4.000

Número de Ríos Orden 1	70.000
Número de Ríos Orden 2	14.000
Número de Ríos Orden 3	4.000
Número de Ríos Orden 4	1.000
Densidad de Drenaje (Dd)	0.423
Coefficiente de Estabilidad (C)	2.362
Coefficiente de Torrencialidad (Ct)	0.034

- **Coefficiente de Estabilidad (C)**

$$C = \frac{A}{L_T} = \frac{1}{D}$$

Coefficiente de Estabilidad = 2.362

- **Coefficiente de Torrencialidad (Ct)**

$$C_t = \frac{D_d \times NO_1}{A}$$

Coefficiente de Torrencialidad = 0.034

- **Perfil Longitudinal del Cauce Principal del Rio**



B.- GRAFICOS DE LA CUENCA REALIZADOS POR ARCGIS

C.- PLANOS DE LA BOCATOMA