

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRIA EN CIENCIAS

MENCIÓN: ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y GESTIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES

TESIS

“Aporte de Agua de la Microcuenca “Grande”, en Función del Caudal Recesivo de su Cauce Principal, Mediante Modelamiento Matemático Exponencial y Potencial, en Período de Estiaje 2014-2016 ”

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

Presentado por:

JAIRO ISAÍ ALVAREZ VILLANUEVA

Asesor:

Dr. JOSÉ FRANCISCO HUAMÁN VIDAURRE

CAJAMARCA, PERÚ

2018

Copyright © 2018 by
JAIRO ISAÍ ALVAREZ VILLANUEVA
Todos los derechos reservados

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



MAESTRÍA EN CIENCIAS

MENCIÓN: ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y GESTIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES

TESIS APROBADA:

“Aporte de Agua de la Microcuenca “Grande”, en Función del Caudal Recesivo de su Cauce Principal, Mediante Modelamiento Matemático Exponencial y Potencial, en Período de Estiaje 2014-2016 ”

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

Presentado por:
JAIRO ISAÍ ALVAREZ VILLANUEVA

Comité Científico

Dr. Mendo Velásquez Marcial
Miembro de Comité Científico

M.Cs. Cabrera Hoyos Héctor
Miembro de Comité Científico

Dr. Huamán Vidaurre Francisco
Asesor

Dr. Paredes Oliva Valentín
Miembro de Comité Científico

Cajamarca-Perú

2018



Universidad Nacional de Cajamarca

Escuela de Posgrado

PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS


Siendo las ^{4:00} de la tarde del día 18 de agosto de Dos Mil Dieciocho, reunidos en el Auditorio de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, el Jurado Evaluador presidido por el **Dr. VALENTIN PAREDES OLIVA**, como Miembro del Jurado Evaluador, **Dr. FRANCISCO HUAMÁN VIDAURRE** en calidad de Asesor, **Dr. MARCIAL MENDO VELÁSQUEZ**, **M.Cs. HÉCTOR CABRERA HOYOS**, como integrantes del Jurado Evaluador. Actuando de conformidad con el Reglamento Interno y el Reglamento de Tesis de Maestría de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, se dio inicio a la Sustentación de la Tesis titulada “**APORTE DE AGUA DE LA MICROCUENCA “GRANDE”, EN FUNCIÓN DEL CAUDAL RECESIVO DE SU CAUCE PRINCIPAL, MEDIANTE MODELAMIENTO MATEMÁTICO EXPONENCIAL Y POTENCIAL, EN PERÍODO DE ESTIAJE 2014-2016**”, presentada por el **Bach. en Ingeniería Hidráulica JAIRO ISAÍ ALVAREZ VILLANUEVA** con la finalidad de optar el Grado Académico de **MAESTRO EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ciencias Agrarias, con Mención en **ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y GESTIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES**.

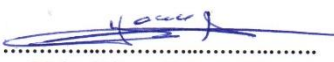
Realizada la exposición de la Tesis y absueltas las preguntas formuladas por el Jurado Evaluador, y luego de la deliberación, se acordó ^{APROBAR} con la calificación de ^{VEINTINUEVE (SOBRESALIENTE)} la mencionada Tesis; en tal virtud, **Bach. en Ingeniería Hidráulica JAIRO ISAÍ ALVAREZ VILLANUEVA**, está apto para recibir en ceremonia especial el Diploma que lo acredita como **MAESTRO EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ciencias Agrarias, con Mención en **ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y GESTIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES**.

Siendo las ^{17:00} horas del mismo día, se dio por concluido el acto.


.....
Dr. Valentin Paredes Oliva
Miembro de Jurado Evaluador


.....
Dr. Francisco Huamán Vidaurre
Asesor


.....
Dr. Marcial Mendo Velásquez
Miembro de Jurado Evaluador


.....
M.Cs. Héctor Cabrera Hoyos
Miembro de Jurado Evaluador

A:

Dios todo poderoso y a mis queridos padres Maximina Villanueva Moreno y Manuel Nicanor Alvarez Vilca, por su amor, apoyo, aliento y confianza puesta en mí, para mi desarrollo académico.

A Omar N. Alvarez Villanueva, a mi hermanita Judith Alvarez Villanueva y a Milagritos Emperatriz Postigo por su cariño día a día.

AGRADECIMIENTO

A José F. Huamán Vidaurre Dr.; asesor de esta investigación, por su orientación en el desarrollo del presente trabajo.

Al proyecto VLIR-UOS por su apoyo académico en el desarrollo de esta investigación.

A Senamhi, por brindar los datos para la realización de esta investigación.

A Valentín Paredes Oliva Dr., por su orientación en la elaboración de la tesis.

A Omar N. Alvarez Villanueva Dr.; por su apoyo incondicional.

A Jorge Segundo Ponce González Mg., por su apoyo en el desarrollo del presente trabajo.

A Héctor Cabrera Hoyos M.Cs., por su orientación en la elaboración de la tesis.

A Torres Carranza Eduardo Dr., por su orientación en la elaboración de la tesis.

A la Junta de Usuarios del Sector Hidráulico Menor del río “Mashcón”.

¿Quién pudiera entender los manantiales, el secreto del agua recién nacida, ese cantar oculto a todas las miradas del espíritu, dulce melodía más allá de las almas...?

-Federico García Lorca, Manantial

RESUMEN

La investigación está ubicada en el Distrito de Cajamarca y Provincia Cajamarca de la Región Cajamarca, Perú. Se centra básicamente en determinar el aporte de agua de la microcuenca “Grande” en período de estiaje. La información fue proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología. La metodología es aplicada, cuantitativa y de campo. Se utilizaron seis modelos matemáticos de generación de caudales recesivos en función del caudal, tiempo y coeficiente de agotamiento; tales como: el modelo exponencial de Maillet (1905), Balocchi (2008), Nuñez (2005), apropiadas para cuencas permeables y los modelos potenciales de Boussinesq (1904); y, Soto (2001) apropiados para cuencas poco permeables, con la finalidad de determinar cual de ellos se ajusta mejor a los caudales recesivos del río “Grande” de la microcuenca “Grande”. Para ello, en la curva de agotamiento o curva recesiva de la curva de descenso global se identificó los meses de estiaje, y el inicio del aporte de agua subterránea, según la metodología de Lisney et al (1975), desarrollado por Pizarro y Saavedra (1991) para el período 2014-2016. Utilizando el “Planteamiento Modificado” de Martínez (2004 citado en Balocchi, 2008), se identificó caudales recesivos a partir del tercer punto de inflexión de la curva de agotamiento, seleccionando 49 datos para el análisis. Mediante indicadores estadísticos tales como el Coeficiente de Determinación, Error Estándar de Estimación, Índice de Willmott Modificado y Coeficiente de Nash-Sutcliffe Modificado y la prueba de T Student, se demostró que el modelo matemático exponencial de la forma $Q_t = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt[3]{t}}$, es el que mejor se ajusta a los caudales recesivos del río “Grande” en período de estiaje, ya que genera caudales subestimados, próximos a los caudales observados. Además, se determinó el coeficiente de agotamiento para la microcuenca “Grande” es de $0,007 \text{ hr}^{-1}$. El aporte de agua de la microcuenca “Grande” para el período de estiaje 2014-2016 se expresó mediante la ecuación $V = Q_0 \cdot t^{2/3} \cdot \alpha^{-1}$, generándose en volumen un promedio diario de 4,829 MMC.

Palabras clave: Modelo matemático exponencial y potencial, caudales observados, caudales generados, capacidad de almacenamiento, y coeficiente de agotamiento.

ABSTRACT

The research is located in the district Cajamarca, province Cajamarca of the Cajamarca region. It focuses to determine the water supply of the microbasin "Grande" in the period of low water level. The information was provided by the National Service of Meteorology and Hydrology. The methodology is applied, quantitative and field. In the research was used six mathematical models of generation recessive flows, it depends on the flow, time and coefficient of depletion, such as: the exponential model of Maillet (1905), Balocchi (2008), Nuñez (2005) these appropriate for permeable basins and the potential models of Boussinesq (1904) and Soto (2001) appropriates for low permeable basins; with the objective to determine which of these it fits the recessive flows of the river "Grande" of the microbasin "Grande". For this, in the depletion curve or recessive curve of the global descent curve, I identified the months of shortage water and the beginning of subterranean water, according to the methodology of Lisney et al (1975), Pizarro and Saavedra has developed it (1991) for a period 2014 -2016. I used "Modified Approach" of Martinez (2004 cited in Balocchi, 2008), the recessives were identified from the third point of inflection of the depletion curve, I selected 49 data for the analysis. Through statistical indicators such as the coefficient of determination, Standard Estimation Error, Modified Willmott Index and Modified Nash-Sutcliffe Coefficient and Student's T test. It was demonstrated that the exponential mathematical model of the form $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt{t}}$, it is the one that best adjusts to the recessive flows of the river "Grande" during the dry season, it generates underestimated flows, close to the observed flows. As well as, it was determined the depletion coefficient for the microbasin "Grande" and it is 0.007 hr^{-1} . The contribution of water from the microbasin "Grande" for the dry season 2014 to 2016, it was expressed through the equation $V = Q_0 t^{2/3} \cdot \alpha^{-1}$ and it has generating in volume a daily average of 4,829 MCM.

Key words: Exponential and potential mathematical model, observed flows, generated flows, storage capacity, and depletion coefficient.

CONTENIDO

	Pág.
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
EPÍGRAFE	vii
RESUMEN	vii
ABSTRACT	ixt
CONTENIDO	x
FIGURAS	xii
TABLAS	xiv
CAPÍTULO I	1
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO II	4
MARCO TEÓRICO	4
2.1 ANTECEDENTES	4
2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES	4
2.1.2 ANTECEDENTES LOCALES	5
2.2 ANTECEDENTES TEÓRICOS	6
2.2.1 CUENCA HIDOGRÁFICA	6
2.2.2 DISTRIBUCIÓN ESTÁTICA DEL AGUA SOBRE LA TIERRA	8
2.2.3 CAUDAL	9
2.2.4 ESCORRENTÍA	10
2.2.5 AGUA SUBTERRÁNEA.....	13
2.2.3 ACUÍFERO.....	18
2.2.4 FLUJO BASE.....	20
2.2.5 HIDROGRAMA	21
2.2.6 CAUDAL RECESIVO	26
2.2.7 IDENTIFICACIÓN DE PERÍODO DE RECESIÓN.....	27
2.2.8 MODELO MATEMÁTICO HIDROLÓGICO.....	28
2.2.9 MODELOS MATEMÁTICOS DE LA CURVA DE RECESIÓN.....	30
2.2.10 COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO (α)	32
2.2.11 CALIBRACIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS	33
2.2.12 VALIDACIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS	33
CAPÍTULO III	37
MATERIALES Y MÉTODOS	37
3.1 MATERIALES Y EQUIPOS	37
3.1.1 MATERIALES	37
3.1.2 EQUIPOS.....	37
3.2 METODOLOGÍA.....	38

3.2.1	UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	38
3.2.2	CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR	38
3.2.3	HIDROLOGÍA	44
3.2.4	METODOLOGÍA.....	53
3.2.4.1	ETAPA PRELIMINAR DE GABINETE.....	54
3.2.4.2	VISITA DE CAMPO	54
3.2.4.3	SELECCIÓN DE LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA.....	55
3.2.4.4	INFORMACIÓN DE CAUDALES OBSERVADOS	55
3.2.4.5	PERÍODOS DE ESTIAJE PARA LOS AÑOS HIDROLÓGICOS 2014-2016	58
3.2.4.6	SELECCIÓN DE CAUDALES RECESIVOS EN LA CURVA DE AGOTAMIENTO PARA EL PERÍODO 2014-2016 DE LOS MESES DE ESTIAJE, A PARTIR DE HIDROGRAMAS DIARIO.....	58
3.2.4.7	OBTENCIÓN DE COEFICIENTES DE AGOTAMIENTO	59
3.2.4.8	CALIBRACIÓN DE MODELOS HIDROLÓGICOS	59
3.2.4.9	CAUDALES GENERADOS	60
3.2.4.10	VALIDACIÓN ESTADÍSTICA	60
3.2.4.11	APORTE DE AGUA DEL RÍO “GRANDE”	64
CAPÍTULO IV		65
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		65
4.1	RESULTADOS.....	65
4.1.1	INFORMACIÓN DE CAUDALES OBSERVADOS	65
4.1.2	IDENTIFICACIÓN DE LOS MESES DE ESTIAJE EN LA MICROCUENCA “GRANDE” PARA LOS AÑOS HIDROLÓGICOS 2014-2016.....	65
4.1.3	SELECCIÓN DE CAUDALES RECESIVOS EN LA CURVA DE AGOTAMIENTO PARA EL PERÍODO 2014-2016 DE LOS MESES DE ESTIAJE, A PARTIR DE HIDROGRAMAS DIARIO.....	66
4.1.4	PARÁMETRO DE COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO	66
4.1.5	CALIBRACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO EXPONENCIAL Y POTENCIAL A PARTIR DEL TERCER PUNTO DE INFLEXIÓN.....	68
4.1.6	CAUDALES GENERADOS	69
4.1.7	VALIDACIÓN ESTADÍSTICA.....	70
4.1.8	APORTE DE AGUA DE LA MICROCUENCA RÍO “GRANDE”	74
CAPITULO V		76
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		76
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		78
APENDICE		82
ANEXOS		102

FIGURAS

Pág.

Figura 1. División espacial de una cuenca con base en la red de drenaje.	6
Figura 2. Porcentaje de población y del recurso hídrico en cada continente.	8
Figura 3. Cálculo de caudal utilizando aforo.	9
Figura 4. Escorrentía superficial en una pendiente producido por un exceso de lluvia.	11
Figura 5. Humedad capilar en los suelos.	15
Figura 6. Corte transversal de una cuenca hidrográfica	15
Figura 7. Relación entre el río y el acuífero.	16
Figura 8. Formas de descarga de agua subterránea en meses de estiaje.	17
Figura 9. Tipos de acuíferos.	19
Figura 10. Relación precipitación y escorrentía en una cuenca.	22
Figura 11. Efectos de la densidad de drenaje en el hidrograma.	22
Figura 12. Estructura esquemática de un hidrograma de una tormenta.	23
Figura 13. Curva global de descenso.	24
Figura 14. Gráfico semilogarítmico de Caudal v/s Tiempo.	26
Figura 15. Clasificación de modelos hidrológicos.	29
Figura 16. Ubicación política de la zona de estudio.	38
Figura 17. Imagen raster de la microcuenca Mashcón.	39
Figura 18. Ubicación referencial de la microcuenca “Grande” en la cuenca “Mashcón”.	40
Figura 19. Actividad minera en parte alta de la microcuenca “Grande”, Cajamarca.	41
Figura 20. Dique “Río Grande” de minera Yanacocha, en el mes de Setiembre, 2017.	42
Figura 21. Degradación del suelo parte alta de la microcuenca “Grande”.	43
Figura 22. Degradación del suelo de la microcuenca “Grande”, parte alta	44
Figura 23. Modelo del relieve de la microcuenca “Grande”.	46
Figura 24. Orden de la microcuenca “Grande”.	47
Figura 25. Distribución de la red hídrica de la microcuenca “Grande”.	48
Figura 26. Dique “Río Grande” de propiedad de minera Yanacocha. Visitada el 7/11/2017.	49
Figura 27. Deslizamiento en Lluschapampa, río “Grande”. Visitada el 7/11/2017.	50
Figura 28. Confluencia del río “Grande” hacia el río “Mashcón”. Visitada el 6/9/2016.	50
Figura 29. Lecho del río “Grande” parte baja de la microcuenca “Grande”.	51
Figura 30. Captación “Río Grande” de la Eps Sedacaj S.A. Visitada el 7/11/2017	53
Figura 31. Captación río “Grande” de la EPS Sedacaj S.A. Visitada 13/01/2017.	56
Figura 32. Hidrograma de caudales medios mensuales del río “Grande” del período 2014-2016, registrados por la estación hidrométrica “Río Grande” de propiedad de SENAMHI.	57
Figura 33. Hidrograma de caudales medios mensuales para el período 2008-2015, obtenidos de la estación hidrométrica “Ronquillo” de propiedad de la universidad nacional de Cajamarca.	57
Figura 34. Comparación entre caudales observados y caudales generados.	69

Figura 35. Histogramas de dos muestras diferentes (caudales observados y generados) para determinar su distribución normal.....	84
Figura 36. Gráfico de normalidad para la variable numérica de caudales observados y generados.	85
Figura 37. Homogeneidad de varianzas mediante el test de Levene.....	85
Figura 38. Hidrograma de caudal mensual del año 2014.	86
Figura 39. Identificación de la linealidad del flujo en estiaje, para el año 2014.....	87
Figura 40. Hidrograma de caudal mensual del año 2015.	87
Figura 41. Identificación de la linealidad del flujo en estiaje, para el año 2015.....	88
Figura 42. Hidrograma de caudal mensual del año 2016.	88
Figura 43. Identificación de la linealidad del flujo en estiaje, para el año 2016.....	89
Figura 44. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Julio de 2014.....	90
Figura 45. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Agosto 2014.....	90
Figura 46. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Septiembre 2014.	90
Figura 47. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Mayo de 2015.	91
Figura 48. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Junio 2015.	91
Figura 49. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Julio de 2015.....	92
Figura 50. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Agosto 2015.....	92
Figura 51. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Septiembre 2015.	93
Figura 52. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Mayo 2016.....	93
Figura 53. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Junio 2016.	94
Figura 54. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Julio 2016.	94
Figura 55. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Agosto 2016.....	95

TABLAS

Pág.

Tabla 1. Clasificación de cuencas, subcuencas y microcuencas.	7
Tabla 2. Distribución del agua en la tierra de acuerdo a su naturaleza.	9
Tabla 3. Vertimiento de aguas residuales tratadas – Minera Yanacocha, 2010-2012.....	52
Tabla 4. Tabla de caudales medios mensuales (m ³ /s) de la estación hidrométrica “Río Grande”.....	56
Tabla 5. Rango de valores de Durbin-Watson.	63
Tabla 6. Coeficientes de agotamientos, para el período 2014 - 2016 en estiaje.	66
Tabla 7. Coeficientes de agotamiento calibrados, para simular caudales recesivos con modelos exponenciales y potenciales en el período 2014 - 2016 en estiaje.....	68
Tabla 8. Resumen general de los indicadores estadísticos, Coeficientes de Determinación (R ²), Error Estándar de Estimación (EEE), Índice de Willmott Modificado (IWM) y Nash - Sutcliffe (NS).	70
Tabla 9. Supuesto de normalidad con el Software IBM SPSS v.24.....	71
Tabla 10. Aporte de agua en promedio diario del volumen del río “Grande” en período de estiaje par el período 2014-2016.	74
Tabla 11. Identificación de los meses de estiaje en la microcuenca “Grande” para los años hidrológicos 2014-2016.	95
Tabla 12. Caudales observados del río “Grande” para los años 2014-2016 en estiaje, a partir del tercer punto de quiebre de la curva de agotamiento o curva de recesión.....	96
Tabla 13. Caudales generados del río “Grande” con un tiempo de 24 horas para los años 2014-2016 en estiaje, a partir del tercer punto de quiebre de la curva de agotamiento o curva de recesión	97
Tabla 14. Caudales modelados del río “Grande”, para un tiempo de 240 horas en estiaje.	98
Tabla 15. Capacidad almacenamiento del río “Grande” para los meses de estiaje de la microcuenca del río “Grande” mediante la fórmula $V = Q.t^{2/3}.\alpha^{-1}$	100

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

El riesgo actual de la humanidad y de todos los seres vivos está relacionado con la disminución de la disponibilidad de las reservas de agua en las escorrentías fluviales, flujos base, escorrentías nivales, etc. En las últimas décadas la falta de certeza de eventos de fenómenos climáticos (inundación, lluvias, sequías, etc.), se ve reflejado en los cambios de régimen hidrológico no pronosticados, como la ausencia prolongada de precipitaciones en las zonas alto andinas del Perú, siendo estas las zonas de mayor vulnerabilidad. Esta falta de certeza se debe en gran medida a la falta de información hidrometeorológico, causando desconocimiento del potencial hídrico para un buen aprovechamiento hidráulico en las microcuencas y cuencas alto andinas. Según la Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (2013), considera que la escasez de agua es un término relativo y dinámico, y que su cambio es consecuencia de la variabilidad actual de la hidrología natural y de la actividad antrópica.

El estudio se desarrolló en la Provincia de Cajamarca, en el río principal de la microcuenca “Grande”, cuyas aportaciones de agua en épocas de estiaje son desconocidas y destinadas para diferentes usos: consumo humano, agrícola, ganadero e industria. Asimismo, una parte de estas aportaciones está destinada al abastecimiento de la planta de tratamiento de agua potable “El Milagro” de la EPS Sedacaj S.A, que abastece de agua al 70% de la población de Cajamarca. Pero que en épocas de estiaje, que comprende los meses de Mayo a Septiembre, su uso se ve limitado por niveles bajos de caudal de agua en el río “Grande”.

Actualmente, en la microcuenca “Grande” existen pocas investigaciones en temas de caudales recesivos. Vela (2016), realizó investigaciones sobre el impacto minero en el comportamiento hídrico de la microcuenca “Grande”. Sin embargo, deja entrever la necesidad de evidenciar el comportamiento hidrológico del río principal del microcuenca “Grande” y como consecuencia el cálculo de sus caudales en función al tiempo, generando la interrogante ¿Cuál es el aporte de agua de la microcuenca “Grande”, en función del caudal recesivo de su cauce principal, mediante modelamiento matemático, en el período de estiaje 2014-2016?. Esta pregunta es pertinente ya que es el único término del balance hidrológico de la cuenca que puede ser medido en su conjunto con una buena precisión. En cambio otros

elementos como la precipitación, la evaporación, etc., son estimados a partir de mediciones observadas en distintos puntos de la cuenca o deducidos de fórmulas hidrológicas bastante aproximadas.

Sin embargo, conociendo un coeficiente de agotamiento para la microcuenca “Grande” permitió determinar el aporte de agua del río “Grande” en períodos de estiaje en función del tiempo, en una determinada sección de control del río principal de la microcuenca “Grande”. Este coeficiente se obtuvo a partir del caudal recesivo o caudal de agotamiento registrado en la curva de agotamiento del hidrograma de caudales, la cual está relacionada con la precipitación y almacenamientos en acuíferos.

En la actualidad no existe una metodología probada que permita determinar el aporte hídrico de la microcuenca “Grande” para períodos de estiaje. Validando un modelo hidrológico como el modelo matemático exponencial, es posible cuantificar el aporte de agua del río “Grande”, esta información servirá de línea base para otros estudios relacionados en el manejo de agua en la microcuenca “Grande” y para dar un mejor aprovechamiento al recurso hídrico.

Conocer la disponibilidad hídrica del río “Grande” de la microcuenca “Grande” en períodos de estiaje, permite conocer información que ayude a llenar vacíos dejados por instituciones competentes en tema del recurso hídrico.

La investigación se delimitó en tres aspectos: a) Temporal, dentro del cual se evaluó caudales registrados por la estación hidrométrica del río “Grande” de propiedad de Senamhi, para meses de estiaje del período 2014-2016; b) Espacial, realizado en el río principal de la microcuenca “Grande” de la provincia de Cajamarca, específicamente en la captación “Río Grande”; y, c) Conceptual, dentro del cual se abordó temas relacionados con la hidrología, topografía y no se asumió aspectos relacionados con los impactos mineros en la calidad de agua.

Por tanto, el objetivo general es determinar el aporte de agua de la microcuenca “Grande”, en función del caudal recesivo de su cauce principal, mediante modelamiento matemático exponencial y potencial, en período de estiaje 2014-2016. Para ello, se formularon los siguientes objetivos específicos:

a) Determinar el punto de inicio de aporte de agua subterránea en la curva de agotamiento en el hidrograma, para el período 2014-2016; b) Determinar el coeficiente de agotamiento para la microcuenca “Grande” en los meses de estiaje del período 2014-2016. c) Validar un modelo matemático que mejor estime a los caudales recesivos del río “Grande” en los meses de estiaje del período 2014-2016. c) Determinar el aporte de agua de la microcuenca “Grande” a partir de un modelo matemático que mejor estime a los caudales recesivos del río “Grande” en los meses de estiaje del período 2014-2016. Además, en la presente investigación se demostró la hipótesis planteada, la cual indica que el “aporte de agua del río principal de la microcuenca “Grande”, se determina con el caudal recesivo de su cauce principal, mediante modelamiento matemático, en período de estiaje 2014-2016” siguiendo una metodología desarrollados en los siguientes capítulos:

Capítulos I. Contiene justificación del problema, objetivos e hipótesis.

Capítulo II. Aborda marco teórico, antecedentes y antecedentes teóricos.

Capítulo III. Describe materiales, ubicación, características del lugar y metodología.

Capítulo IV. Presenta resultados y discusión.

Capítulo V. Contiene conclusiones de la investigación.

Capítulo VI. Contiene lista de referencias bibliográficas.

Capítulo VII. Contiene apéndices.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Balocchi (2008), desarrolló una investigación en la cuenca del estero UPEO región del Maule-Chile, donde modeló caudales recesivos mediante modelos exponenciales $Q_b = Q_0 e^{-\alpha.t}$, $Q_b = Q_0 e^{-\alpha.t^n}$, $Q_b = Q_0 e^{-2\alpha.\sqrt{t}}$ y potenciales $Q_b = Q_0(1+\alpha.t)^{-2}$ los cuales fueron comparados entre sí, obteniendo que el modelo exponencial de la forma $Q_b = Q_0 e^{-2\alpha.\sqrt{t}}$ obtuvo los mejores resultados estadísticos, al predecir caudales recesivos para épocas de estiaje o estivales para la cuenca del estero UPEO región del Maule. Asimismo, se obtuvo un coeficiente de agotamiento promedio de $0,0244 \text{ hr}^{-1}$. Este estudio, demostró la importancia a nivel internacional de conocer y predecir caudales recesivos para épocas de estiaje o estivales.

Caro (2001), en su estudio “Modelación de caudales recesivos, en el río Purapel, estación “Nirivilo”, realizó una comparación de dos modelos exponenciales $Q_b = Q_0 e^{-\alpha.t}$, $Q_b = Q_0 e^{-\alpha.t^n}$ y un potencial $Q_b = Q_0(1+\alpha.t)^{-2}$. Usando la herramienta estadística no paramétrica, validó al modelo matemático exponencial de la forma $Q_b = Q_0 e^{-\alpha.t}$, el cual simuló un comportamiento hidrológico de escurrimiento base. Además, obtuvo un coeficiente de agotamiento promedio para la cuenca del río Purapel cuyo valor es de $0,0549 \text{ hr}^{-1}$. También cuantificó la capacidad de almacenamiento de la cuenca del río Purapel en época de estiaje, comprendido entre los valores de $0,076 \text{ Hm}^3$ y $0,597 \text{ Hm}^3$.

Guzmán (1994), en la cuenca del río Achibueno-Chile, realizó una investigación que lleva por título “Modelación matemática de caudales recesivos para la cuenca del río Achibueno, estación la recova”, en ella hizo un análisis del hidrograma de escorrentía para definir el comportamiento de los caudales recesivos en período de estiaje, con el fin de cuantificar el volumen de agua que almacena la cuenca del río Achibueno en épocas de estiaje. Para ello

solamente utilizó un modelo exponencial de la forma $Q_b = Q_0 e^{-\alpha t}$, obteniendo un volumen de almacenamiento de 3,375 MMC. El indicador estadístico que dió la validez al modelo exponencial fue el coeficiente de determinación (R^2) cuyo valor fue de 0,8683.

Castillo (2015), en la cuenca del río Biobío en Chile, modeló caudales recesivos del río Biobío con cuatro modelos matemáticos exponenciales $Q_b = Q_0 e^{-\alpha t}$, $Q_b = Q_0 e^{-\alpha t^n}$, $Q_b = Q_0 e^{-2\alpha \sqrt{t}}$ y un modelo potencial $Q_b = Q_0 (1 + \alpha t)^{-2}$. Obteniendo como resultado que el modelo matemático exponencial de la forma $Q_b = Q_0 e^{-2\alpha \sqrt{t}}$ se ajustó mejor a los caudales recesivos observados del río Biobío. Obteniendo un valor promedio de coeficiente de agotamiento de $0,0135 \text{ hr}^{-1}$.

Núñez (2005), en la cuenca del río Lontué, realizó una investigación para estimar los caudales recesivos del río Lontué en función de modelos matemáticos exponenciales $Q_b = Q_0 e^{-2\alpha \sqrt{t}}$, $Q_b = Q_0 e^{-\frac{\alpha t^2}{2}}$, $Q_b = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt{t}}$, $Q_b = Q_0 (1 + \alpha t)^{-2}$. Obteniendo un coeficiente de agotamiento promedio de $0,0256 \text{ hr}^{-1}$ y validando al modelo matemático de la forma $Q_b = Q_0 e^{-2\alpha \sqrt{t}}$ para estimar caudales recesivos del río Lontué,

2.1.2 ANTECEDENTES LOCALES

Alvarez (2016), realizó un estudio en el tema de caudal recesivo en el río Tres Ríos de la microcuenca “Tres Ríos”, Cajamarca, la cual lleva por título “Aporte de agua en la captación en el Ronquillo-Cajamarca, según el caudal recesivo para los años hidrológicos 2008-2015. Obteniendo como resultados: un coeficiente de agotamiento de $0,003 \text{ día}^{-1}$ y un modelo matemático potencial validado de la forma $Q_b = Q_0 (1 + \alpha t)^{-2}$ para la microcuenca “Tres Ríos”. Asimismo, de este modelo se obtienen caudales generados comprendidos entre $0,081 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0,279 \text{ m}^3/\text{s}$ así como un volumen de almacenamiento de 4,313 MMC, para períodos de estiaje.

2.2 ANTECEDENTES TEÓRICOS

2.2.1 CUENCA HIDOGRÁFICA

Una cuenca hidrográfica es un espacio territorial delimitada, formado por redes de ríos, quebradas etc., que desembocan en el mar, la cual presenta una organización integrada por zonas de paisajes de flora y fauna, que difiere de la cuenca hidrológica, por ser esta mucho más integral, es decir, abarca a la parte del recurso hidrogeológico. La configuración de una cuenca está dada por la línea divisoria de aguas o parteaguas, en estas zonas capta precipitaciones (lluvias, neblinas, granizos) y las retiene para formar escorrentías (superficiales, hipodérmicas y subterráneas) y posteriormente liberadas a la atmósfera en forma de evaporación y respiración. Esta superficie está compuesta por corrientes tributarios, los cuales alimentan a los caudales circulantes del río principal de un subcuenca, microcuenca y cuenca (Figura 1).

La cuenca se puede dividir en tres partes: Con respecto a su altitud (parte alta, parte media y parte baja). Pero también puede estar dividida en áreas: áreas de cabecera de cuenca (origen de aguas a través de precipitaciones), áreas de transporte (circulación de masa de agua de ríos quebradas y canales y áreas de almacenamiento o recepción de agua (lagos, lagunas o pantanos), áreas de retención (realizada por la vegetación) y finalmente áreas donde se evacua el agua (ríos, quebradas, etc.), producto de la acumulación de agua en la parte alta y media de la cuenca por eventos de precipitaciones.

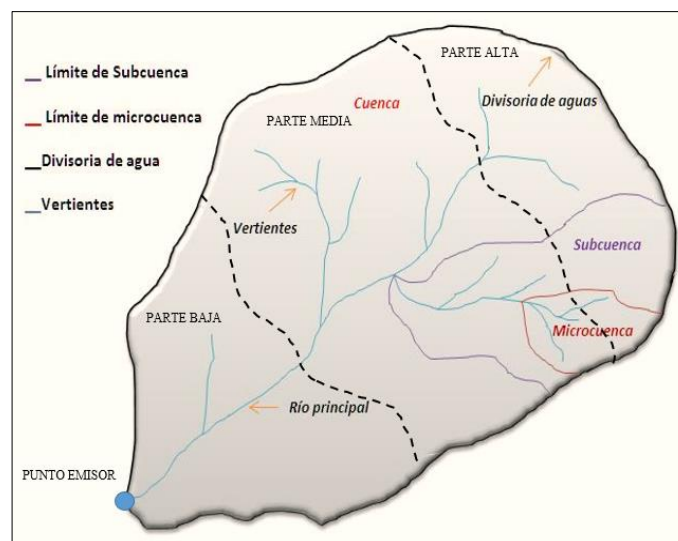


Figura 1. División espacial de una cuenca con base en la red de drenaje.

La forma, el relieve y el régimen de caudal de una cuenca, está dominada por un patrón de drenaje superficial, que puede estar constituido por cárcavas, quebradas, ríos, arroyos y canales naturales que definen la topografía del terreno (montañas, colinas, etc.). Sobre este patrón de drenaje o red de ríos, se concentrarán las aguas de escurrimiento superficial y flujo base proveniente de las laderas, generadas por la precipitación local y regional, para ser posteriormente evacuadas en un punto de salida llamada punto emisor.

a) CLASIFICACIÓN DE CUENCAS HIDROGRÁFICA

Según Faustino y Jiménez (2000), indica que por su patrón de drenaje y su conducción, las cuencas hidrográficas pueden ser: **Arréicas**, cuando sus aguas no logran drenar a un río mar o lago, perdiéndose por evaporación o infiltración, no forman escurrimiento subterráneo. **Críptorreicas**, cuando las aguas de sus redes de drenaje superficial no tienen un sistema organizado y sus aguas corren como ríos subterráneos. **Endorreicas**, cuando sus aguas drenan hacia un lago o cualquier embalse sin llegar al mar. **Exorreicas**, cuando las vertientes de una superficie conducen las aguas a un mayor drenaje como un río o mar.

Además, una cuenca hidrográfica se divide en patrones de drenaje y en unidades menores (Figura 1), tales como: **Subcuenca**, cuando su superficie está relacionada directamente al curso principal de la cuenca. El conjunto de subcuencas pueden formar una cuenca. **Microcuenca**, cuando su superficie está relacionada directamente al curso principal de una subcuenca. El conjunto de microcuencas pueden conformar una subcuenca.

Sin embargo, existe una clasificación relacionado con el tamaño de la cuenca y relacionado con el número de orden de drenaje y/o con el tamaño del área (Tabla 1). Otra clasificación de cuenca, subcuenca o microcuenca en las grandes vertientes como la del Atlántico y Pacífico en América del Sur, está relacionado con aspectos físicos, naturales o socioeconómicos.

Tabla 1. Clasificación de cuencas, subcuencas y microcuencas.

UNIDAD	Nº DE ORDEN	ÁREA (km ²)
Microcuenca	1, 2, 3	10-500
Subcuenca	4,5	500-2000
Cuenca	6,7 a más	más de 2000

Fuente: (Faustino y Jiménez, 2000)

b) CLASIFICACIÓN DE CORRIENTES EN CUENCAS

Según Reyes (1992), una cuenca se clasifica en: **corrientes efímeras**, son volúmenes de agua que se presentan, sólo cuando llueve e inmediatamente después de este evento. Las **corrientes intermitentes**, transportan agua superficial en casi todos los meses del año, sobre todo en épocas de lluvias. Las corrientes intermitentes son alimentadas por afloramientos de la napa freática, ya que esta se ubica por encima del lecho del cauce. Este aporte cesa cuando el nivel freático está aislado del lecho del cauce. Mientras que las **corrientes permanentes**, presentan agua en todo el año, pero en épocas de ausencia de lluvias, es decir, sequía, conducen agua de origen subterráneo, debido a que el nivel freático está por encima del fondo del cauce y descarga flujo base.

2.2.2 DISTRIBUCIÓN ESTÁTICA DEL AGUA SOBRE LA TIERRA

Según Fattorelli y Fernandez (2011), en la Figura 2, manifiesta que el continente Asiático presenta la mayor población con un 60% con respecto a la población mundial y su disponibilidad hídrica es el de mayor porcentaje con un 36%. Asimismo, presenta a América del sur con una población de 6% con un porcentaje de disponibilidad hídrica del 26% de agua dulce.

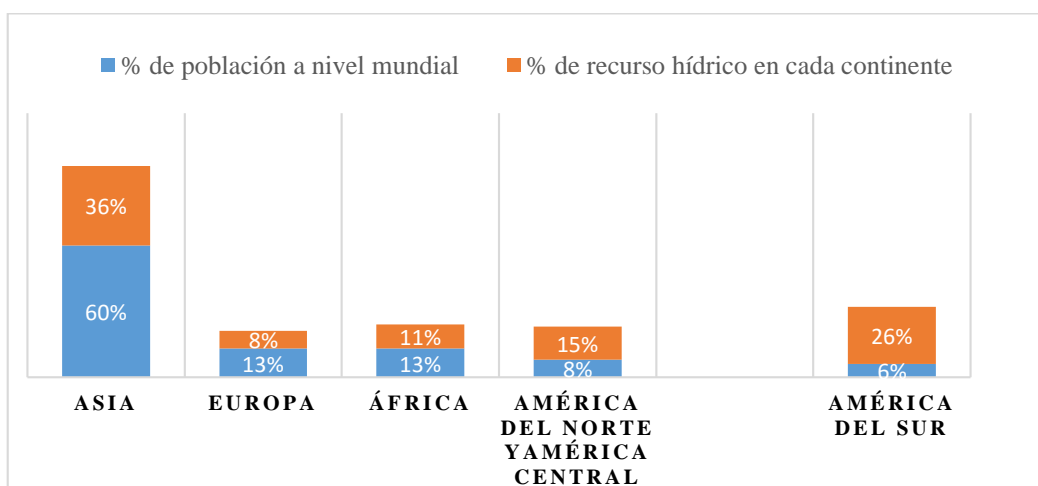


Figura 2. Porcentaje de población y del recurso hídrico en cada continente.

Fuente: (Fattorelli y Fernandez, 2011, p.23)

Monsalve (1999), en la Tabla 2 refiere que el 97 % representa a agua salada, la cual cubre a la gran parte del planeta tierra. Además, establece que el agua subterránea representa el 0,54 % del agua dulce en los continentes.

Tabla 2. Distribución del agua en la tierra de acuerdo a su naturaleza.

Agua	Porcentaje %
Agua de mar	97
Glaciares	2,40
Agua subterránea	0,54
Agua superficial	0,06
Agua Atmosférica	0,001

Fuente: Modificado de (Monsalve, 1999, p.25)

2.2.3 CAUDAL

Según Fattorelli y Fernandez (2011), el caudal es la variable más importante en un estudio hidrológico. La cuantificación del caudal se da a partir de una sección transversal, y está en función de nivel de corriente, velocidad y área de la sección. Se puede generar una curva de calibración o de gasto, a partir de diferentes caudales y alturas, estableciendo una relación biunívoca entre caudal y nivel de agua, es decir, se puede obtener un caudal conociendo el nivel del agua de la corriente. Según Chow et al (1994) en la Figura 3, señala que el caudal de un río se calcula dividiendo el ancho de un río en secciones ($i=1,2,\dots,n$) en intervalos regulares ΔW_i , tomando mediciones de velocidad V_i (utilizando correntómetro), profundidad d_i (se mide la profundidad del agua utilizando una barra calibrada desde la superficie hasta el lecho del río). El caudal, se determinará sumando todos los caudales en una sección transversal, usando la Fórmula 1.

$$Q = \sum_{i=1}^n V_i \cdot d_i \cdot \Delta W_i \quad 1$$

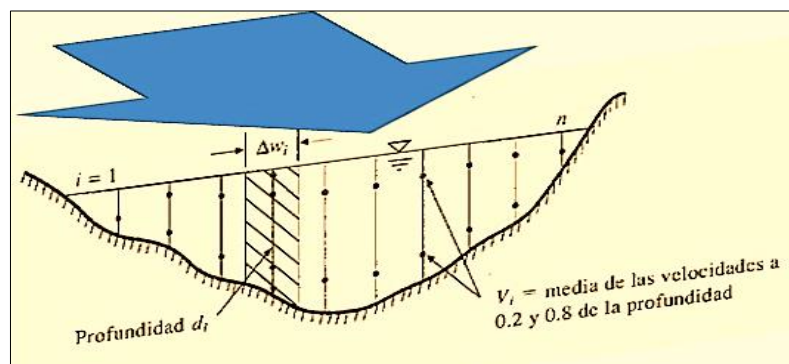


Figura 3. Cálculo de caudal utilizando aforo.

Fuente: Modificado de (Chow, Maidment y Mays., 1994).

Según Remenieras (1974), existen caudales absolutos tales como: **caudales medios diarios**, presentan unidades de l/s o en m³/s. Su valor se obtiene de la cota de un limnógrafo, la cual es registrado por una estación de aforo de forma diaria, utilizando una curva de gasto calibrada, dicho valor puede variar de una hora a otra. **Caudales medios mensuales**, son calculados para cada mes, a partir de la media aritmética de los caudales medios diarios. **Caudal medio anual**, se calcula tomando la media aritmética de los doce meses medios mensuales.

2.2.4 ESCORRENTÍA

Según Linsley, Kohler y Paulhus (1988), la escorrentía es el flujo más importante de un río y está regulado por la variación local de las precipitaciones, generando una relación precipitación y escorrentía. Conocer el comportamiento de la escorrentía a través del tiempo, su predicción, la extensión de registros de caudal de ríos con estaciones hidrográficas y su estimación de caudales de ríos sin estaciones de medida, permitirá realizar de forma optima proyectos hidráulicos.

2.2.4.1 TIPOS DE ESCURRIMIENTO

Según Aparicio (1992), la precipitación antes de llegar a la superficie terrestre en forma de escurrimiento, primero ha sido interceptada y evaporada en su recorrido. Además, indica que la escorrentía se divide en tres clases de escurrimientos:

a) ESCORRENTÍA SUPERFICIAL

La escorrentía superficial es agua observable (Figura 4), tiene su génesis cuando la capacidad de infiltración de un suelo es colmatada, es decir, cuando el suelo está completamente saturado. De este modo, se evita que la escorrentía superficial filtre y por ende no exista movimientos verticales ni horizontales. Durante su trayecto es propenso a infiltración (depende de la permeabilidad del suelo) y a la evaporación (depende de la incidencia solar). Se caracteriza por ser el escurrimiento más rápido en llegar a un punto emisor o de evacuación de una cuenca. Su formación está ligada con la precipitación en exceso o precipitación efectiva.

Monsalve (1999), afirma que:

La escorrentía es el fenómeno fundamental más importante desde el punto de vista de la ingeniería, y consiste en el transporte de agua en la superficie terrestre. (...). La escorrentía superficial comprende el exceso de la precipitación que ocurre después de una lluvia intensa y se mueve libremente por la superficie del terreno, y la escorrentía de una corriente de agua, que puede ser alimentada tanto por el exceso de precipitación como por las aguas subterráneas. (p.191)

Monsalve (1999), también refiere que: “la precipitación que alcanza el suelo, parte queda retenida ya sea en depresiones o como película en torno a una partícula sólida” (p.191). Sin embargo, su comportamiento está influenciado por factores. Según Monsalve (1999), estos factores son: (...) “naturaleza climática (relacionado con la precipitación), naturaleza fisiográfica (características de la hoya) y naturaleza humana (relacionada con la intervención humana)” (p.191). Además, Monsalve (1999) indica otra forma de escorrentía que se da en la naturaleza producto de la precipitación es: “La escorrentía superficial directa es el volumen de agua de lluvia que hace su recorrido sin infiltrarse, desde el sitio donde cae hasta la corriente de agua que alimenta” (p.134).

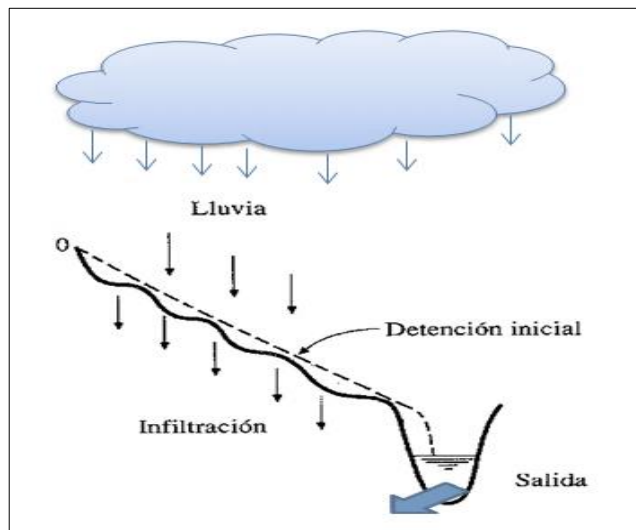


Figura 4. Escorrentía superficial en una pendiente producido por un exceso de lluvia.

Fuente: Modificado de (Chow, Maidment y Mays, 1994).

b) ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL

Según Hewlett y Hibbert (1965 citado en Alvarez, 2010), esta escorrentía va migrando desde las partes altas hacia las partes bajas, descargando en cauces naturales, permitiendo que extensiones de zonas de bosque almacenen grandes cantidades de volúmenes de agua debido a las precipitaciones, sin necesidad de contar con una escorrentía superficial. La superficie con cubiertas de bosques de una cuenca, contiene raíces entrelazadas, madrigueras, hoyos etc., generando una red de canales interconectados en las capas de suelos permeables e impermeables, facilitando el movimiento del flujo de agua a través de la percolación vertical y horizontal.

De acuerdo a Monsalve (1999), la escorrentía subsuperficial es “agua gravitacional que no alcanza a llegar hasta el nivel freático porque toma una dirección paralela a la superficie del suelo, para salir nuevamente al aire libre y convertirse en escorrentía superficial” (p.133). Según Aparicio (1992), un (...) “escurrimiento subsuperficial puede ser tan rápido como el superficial o casi lento como el subterráneo, dependiendo de la permeabilidad de los estratos (...)” (p.28). Después del proceso de infiltración, una parte alimenta al flujo subsuperficial, cuya dinamicidad del flujo está influenciada por la gravedad y la gradiente hidráulica, en dirección horizontal o vertical. Dicha dinámica depende básicamente de la permeabilidad o impermeabilidad del horizonte del suelo. La otra parte del flujo, se percola formando escorrentía subterránea la cual se almacena en acuíferos y da paso a afloramiento de flujos base (laterales, de fondo y difusos).

c) ESCORRENTÍA SUBTERRÁNEA

Fattorelli y Fernandez (2011), indican que el agua subterránea se forma por un proceso de percolación profunda en el suelo de una cuenca, es decir, en acuíferos a presión atmosférica (acuíferos libres) o en acuíferos profundos a presión hidrostática y con un nivel freático estable (acuíferos confinados). Esta escorrentía, dependerá de la variabilidad de la precipitación (lluvia, fusión nival y glacial), de la tipología del suelo (conductividad hidráulica y la pendiente del acuífero etc.). La descargas de aguas subterráneas, se presentan en el ciclo hidrológico con mayor o menor retardo.

2.2.5 AGUA SUBTERRÁNEA

Reyes (1992), afirma que:

El agua caída sobre la cuenca no llega íntegramente al dren principal pues una parte de ella se evapora, otra se infiltra y el resto escurre y alimenta directamente al río. La parte que se infiltra no se pierde completamente, pues una parte forma parte de la reserva en el subsuelo y reaparecerá posteriormente después de cada período de lluvias. Esta parte puede considerarse como diferida y aparece bajo formas de fuentes o resurgencias. (p.50)

Monsalve (1999), por su parte refiere que una vez que la precipitación se ha infiltrado en el suelo, este genera humedad, logrando la capacidad de campo (contenido de agua o humedad). El agua gravitacional (agua acumulada en el suelo por acción de la gravedad), drenará hacia diferentes zonas en forma de escurrimiento subterráneo. Según Alvarado y Naranjo (2012), el agua subterránea se almacena bajo la superficie terrestre en los poros del suelo, en fracturas, oquedades o en fallas de las rocas, en algunos casos se encuentran formando parte de los cursos de ríos, lagunas o lagos subterráneos (Figura 7).

a) ORÍGENES DEL AGUA SUBTERRÁNEA

Linsley, Kohler, y Paulhus (1988), afirman que:

Casi toda el agua subterránea es agua meteórica proviene de la precipitación. En algunos sitios se encuentra *agua de formación*, presente en la roca durante su formación o deposición, y generalmente de alto contenido salino. En menores cantidades existe también la llamada *agua juvenil*, formada químicamente dentro del subsuelo y traída a la superficie por rocas intrusivas. Tanto el *agua de formación* como el *agua juvenil* con frecuencia son la fuente de minerales indeseables en agua subterránea. El agua de lluvia llega a formar parte del agua subterránea por infiltración y percolación de corrientes y lagos. La percolación directa es el proceso más efectivo en la recarga del agua subterránea donde los suelos son altamente permeables o donde la capa freática está cerca de la superficie del terreno. (p. 166)

Por su parte Alvarado y Naranjo (2012), afirman que conociendo la geología de un medio, se entenderá mejor el régimen de las aguas subterráneas, considerando lo siguiente:

- La presencia de sedimentos no consolidados, tales como grava, arena o mezclas de estos materiales, estas unidades son susceptibles de almacenar mucha agua.
- Formaciones acuíferas, comunes en aluviones de río, a lo largo de corrientes actuales, valles fluviales abandonados o enterrados, en lugares planos, en depósitos glaciales, en delantales marinos y en grandes formaciones de depósitos de talud. Las calizas, por ejemplo, son muy variables como formaciones acuíferas, pues su porosidad depende mucho de su disolución interna, pero cuando esta es importante, pueden dar lugar a abundantes manantiales, ríos subterráneos, etc.
- Las rocas ígneas cristalinas y las rocas metamórficas suelen ser las menos abundantes en agua y la que se encuentre procederá de sus fracturas.
- Las arcillas y los suelos arcillosos son capaces de almacenar enormes cantidades de agua. (p.18)

b) RELACIONES AGUA Y SUELO

Según Linsley, Kohler y Paulhus (1988):

La humedad del suelo puede encontrarse en forma de *agua gravitacional*, en tránsito dentro de los intersticios más gruesos del suelo como *agua capilar* en los poros más pequeños, como *agua higroscópica* adherida en una capa delgada alrededor de los granos del suelo y también como vapor de agua. El agua gravitacional presenta un estado transitorio. Después de una lluvia, el agua puede infiltrarse a través de los poros más grandes del suelo, pero luego debe dispersarse en la zona capilar o pasar a través de la zona vadosa hacia los acuíferos o hacia el canal de un río. El agua higroscópica, por otro lado, es retenida por atracción molecular y no puede ser removida del suelo bajo condiciones climáticas normales. Por esta razón, el elemento variable más importante de la humedad del suelo es el agua capilar. (...). (p.159) (Figura 5)

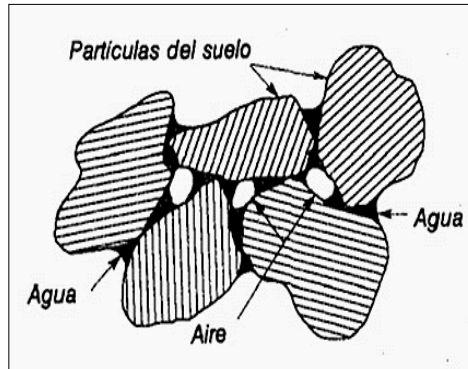


Figura 5. Humedad capilar en los suelos.

Fuente: (Linsley, Kohler y Paulhus, 1988, p.158)

c) ESTADO DEL AGUA SUBTERRÁNEA

La Figura 6, indica la divisoria freática, el estado de agua subterránea, es decir, el nivel freático en períodos de lluvias y también el nivel freático en ausencia de lluvias, esta descripción se cumple a lo largo de toda cuenca. Linsley, Kohler y Paulhus (1988), señala que las corrientes de los ríos no siempre se comportan como corrientes afluentes en todo su cauce, debido a que se cruzan con estratos de diferente permeabilidad. Algunos tramos de ríos tendrán mayor pérdida por percolación.

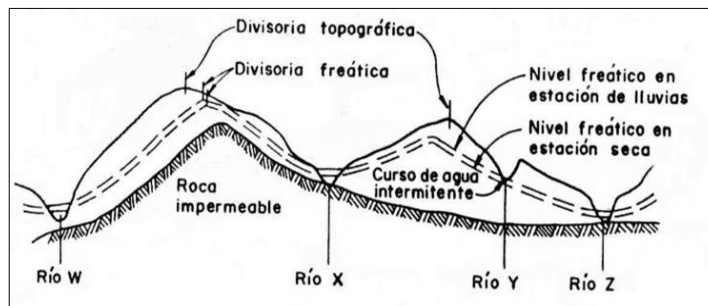


Figura 6. Corte transversal de una cuenca hidrográfica

Fuente: (Monsalve, 1999, p. 36)

Según Johnson (1975), no toda el agua subsuperficial se vuelve agua subterránea, por tres hechos fundamentales. Primero, el agua puede ser devuelta a la superficie por la cohesión intermolecular de agua y evaporada hacia la atmósfera. Segundo, puede ser absorbida por las raíces de las plantas que crecen en el suelo, y es devuelta a la atmósfera a través del proceso de la transpiración. Tercero, que el agua sea infiltrada profundamente a cientos de metros en el suelo, por la fuerza gravitatoria hasta que alcance el nivel de la zona de saturación, formando reservorios o almacenamientos de agua subterránea.

Según Linsley, Kohler y Paulhus (1988), los hidrólogos saben que únicamente el 25% de la precipitación total que cae en los continentes, regresan al mar en forma de escorrentía directa o flujos de agua subterráneos. Además, indica que el estado del agua subterránea depende de la precipitación anual. Si esta precipitación es baja y la napa freática se encuentra a cientos de metros, su afloramiento de agua subterránea será poca o nula. Además, señala que las aguas de irrigación pueden producir recarga en las aguas subterráneas. Pero, sostiene que son las aguas de ríos por infiltración las que contribuyen a recarga de las aguas subterráneas.

El estado de las aguas subterráneas se mantienen según el régimen de caudal de los ríos, estos van variando periódicamente según la frecuencia de las estaciones, causando que los ríos tengan un comportamiento ganador (Figura 7-A, recibe aporte lateral de agua subterráneas a su cauce), perdedor (Figura 7-B, debido a la permeabilidad del suelo, la corriente del cauce sufre pérdidas por percolación) o mixto (según Rebollo (2008), esto se refiere a ceder agua en épocas sequía o ausencia de lluvias y recibir agua en tiempos de lluvia).

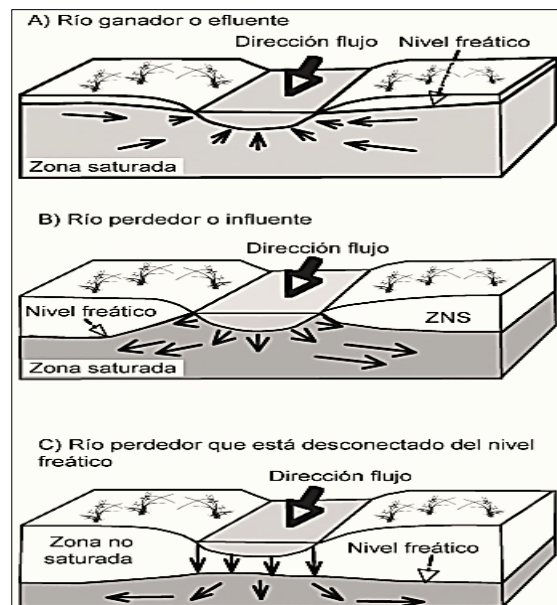


Figura 7. Relación entre el río y el acuífero.

Fuente: (Bach y Mas, 2008, p. 81).

La Figura 7-C es un caso especial, pues representa a un río aislado con el nivel freático. Cuyas aguas alimentan a las aguas subterráneas de un acuífero confinado, producto de una falla o de la presencia de un estrato altamente permeable, convirtiéndose de esta manera en un río perdedor

d) RECARGA Y DESCARGA DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

La recarga, es un volumen de agua que alimenta a las aguas subterráneas por infiltración a través de la escorrentía superficial (ríos, canales, lagos y riego) y por precipitación efectiva. La dinamicidad del flujo de la recarga natural es en forma vertical y horizontal. Asimismo, el escurrimiento subterráneo también da aportes de agua, por interacción entre acuíferos. Este almacenamiento, puede estar bajo presión hidrostática por varios años o simplemente puede descargarse por un exceso de saturación hacia cauces naturales a través de flujos laterales (afloramientos de caudal base), por acción de fuerzas gravitatorias y gradiente hidráulica. Cumpliendo la función de regulador hídrico en períodos de estiaje y mantener el equilibrio ecológico de los cauces pluviales de una cuenca.

Según Villarroya (2006), la descarga de flujo base, esta vinculada con la porosidad y permeabilidad de los acuíferos libres y a acuíferos confinados. La descarga de los acuíferos libre, se manifiesta en los meses de estiaje en zonas específicas de una cuenca hidrográfica y en todas sus redes de drenaje. Según Linsley, Kohler y Paulhus (1988), las descargas de este flujo se hacen a través de canales de descargas de aguas subterráneas, con características propias de retardo. Existen tres formas de descargas visible: Corrientes de agua en cauces naturales (Figura 8-A), aportes de agua lateral a nivel superficial (Figura 8-B) y afloramiento de agua a nivel de suelo superficial (Figura 8-C). Además, según Villarroya (2006), indica que las descargas de flujo base vinculados a los acuíferos confinados, se dan por la presencia de fallas, fracturas, diaclasas, etc.

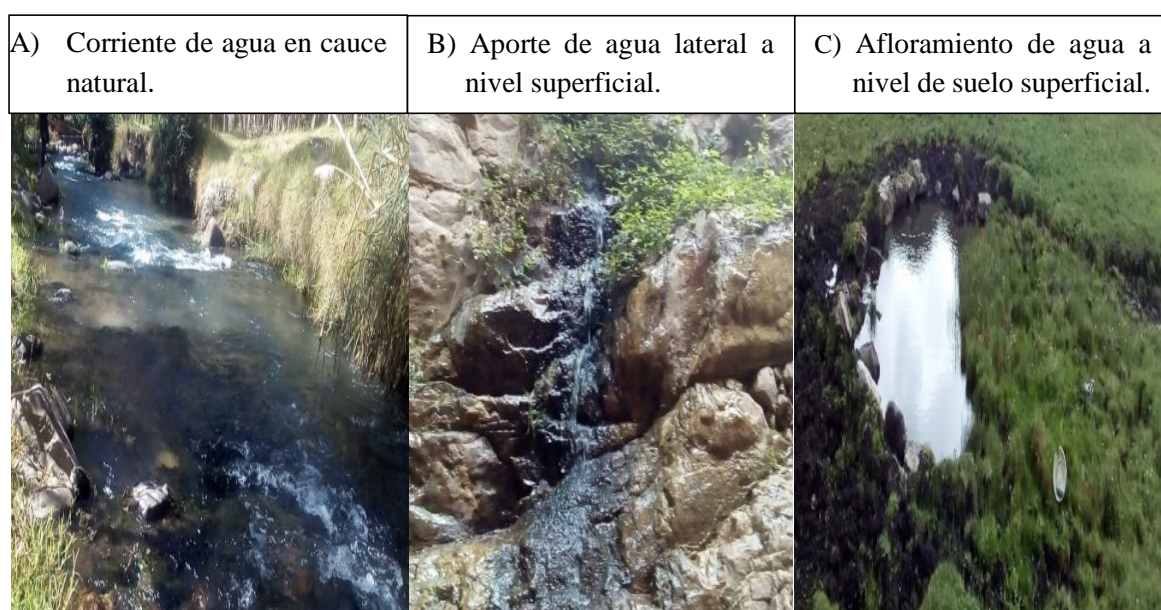


Figura 8. Formas de descarga de agua subterránea en meses de estiaje

2.2.3 ACUÍFERO

Según Custodio y Llamas (1996):

En la hidrología subterránea, se denomina acuífero a aquel estrato o formación geológica que, permitiendo la circulación del agua por sus poros o grietas, hace que el hombre pueda aprovecharla en cantidades económicamente apreciables para el subvenir a sus necesidades. Si se analiza detenidamente esta definición, (del latín aqua= agua y fero=llevar), se aprecia que el agua encerrada en una formación geológica cualquiera (gravas de un río, calizas muy agrietadas, areniscas porosas) puede estar ocupado ya sea los poros o vacíos intergranulares que presenta la misma, ya sean las fracturas, diaclasas o grietas que también pueden darse. (p.259)

Linsley, Kohler y Paulhus (1988), establece que: “Una alta porosidad no indica necesariamente un acuífero de buena productividad, ya que gran parte del agua puede ser retenida en pequeños intersticios bajo la tensión capilar a medida que se extrae el agua” (...) (p.164). Los acuíferos los podemos clasificar en:

Acuíferos libres:

Custodio y Llamas (1996), indica que los “Acuíferos libres no confinados o freáticos son aquellos en los cuales existe una superficie libre del agua encerrada en ellos, que está en contacto directo con el aire y por lo tanto, a presión atmosférica” (p.264). (Figura 9- A)

Acuíferos confinados.

Custodio y Llamas (1996), afirma que en los acuíferos cautivos, confinados o a presión, el agua se encuentra sometida a una determinada presión, la cual es superior a la presión atmosférica. Es por ello, que durante una perforación de pozos en acuíferos confinados, se observa un ascenso de nivel de agua, esto debido a un empuje por una determinada presión interna. (Figura 9-B). Esta presión, cubre todos los poros o huecos de la formación geológica, saturándola completamente, generando afloramientos visibles y no visibles de agua subterránea en laderas de montaña o valles.

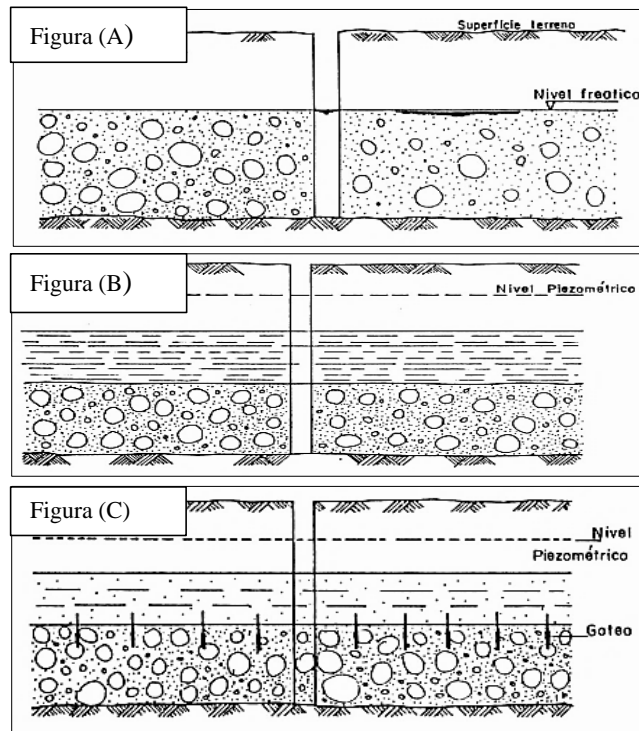


Figura 9. Tipos de acuíferos.

Fuente: (Vélez, 1999, p.77)

Acuíferos Semiconfinados:

Ordoñez (2011), indica que: “Se pueden considerar un caso particular de los acuíferos cautivos, en los que el muro, techo o ambos no son totalmente impermeables, sino que permiten una circulación vertical de agua” (p.10). (Figura 9-C)

a) FUNCIÓN DE UN ACUÍFERO

Según Johnson (1975), son dos las funciones que cumple un acuífero: la primera es almacenar agua, cumpliendo la función de un reservorio o depósito y la segunda función es transmisora, es decir, cumpliendo la función de conducción de agua subterránea de un acuífero a otro. Los acuíferos son formaciones geológicas que presentan características de porosidad, grietas y fallas llenas de agua, los cuales sirven como espacios para almacenar ingentes volúmenes de agua, pero también cumplen la función de una red de conductos, sirviendo como medio para que el agua subterránea circule lentamente a distancias cortas o extensas desde los puntos de recarga hasta los puntos de descargas. La velocidad de descarga puede ser medida en metros por día o en metros por año.

2.2.4 FLUJO BASE

Según Smakhtin (2001), para muchos el flujo base es un flujo real, el cual circula por cauces pluviales y se genera durante períodos secos del año. Para otros el flujo base está relacionado con los eventos de inundación, por la cantidad de agua que pueda aportar a los cauces en épocas de lluvia.

El flujo base, está formado por **aguas jóvenes** (primeras aguas infiltradas en el subsuelo de corto tiempo de circulación) que conforman a las aguas subterráneas modernas. Estas aguas, son las más propensas sufrir contaminación por actividades antrópicas, su data se obtendría con el uso de isótopos radioactivos como el Tritio (^3H , isótopo radiactivo del hidrógeno). **Aguas viejas** (aguas almacenadas en fallas geológicas con mayor tiempo de circulación, presentan una calidad sanitaria superior al agua superficial), la herramienta para determinar su data será mediante el uso de radioisótopos como es el carbono-14 o radiocarbono (^{14}C , isótopo radiactivo del carbono). La edad de estas aguas, dependerá del tiempo de almacenamiento en el subsuelo. Su afloramiento es renovable, limitado y retardado o diferido (posterior a las lluvias) debido a la ausencia de lluvias prolongadas. La función de flujo base en los períodos de ausencia de lluvia es regular, es decir, generar corrientes permanentes en cauces de ríos, canales, quebradas, etc.

Alvarez (2016), afirma que:

La capacidad de regulación que ejercen los acuíferos en períodos de estiaje, es debido a la esorrentía subterránea, la cual descarga agua subterránea de origen meteórico hacia los ríos en forma de afloramientos de agua, llamados *flujos base*. A mayor tiempo transcurrido desde el pico de un hidrograma y con ausencia de lluvias prolongadas, la probabilidad de que los caudales sean exclusivamente de origen subterráneos, es mayor. (p.26)

Para Gómez y Guzmán (2011), el flujo base puede considerarse como un indicador de sostenibilidad del recurso hídrico de una cuenca. Además, Aparicio (1992) indica que el flujo base está constituido por agua proveniente de varias tormentas, siendo muy difícil determinar la tormenta a la que pertenece.

2.2.5 HIDROGRAMA

Según Reyes (1992), el “ Hidrograma es una gráfica de los registros continuos de caudales (o de alturas de agua convertibles en caudales) en función del tiempo. En otras palabras, es la curva de caudales instantáneos” (p. 107). Su forma, está definida según el régimen de caudales y la forma de una cuenca (Figura 10 y Figura 11). Para caudales bajos en la red hídrica de una cuenca, las unidades a usarse en el hidrograma serán de litros por segundo, por minuto o por horas. Mientras que para caudales altos, sus unidades serán m³/ segundo, horas o días.

Según Chow et al. (1994):

Un hidrograma de caudal es una gráfica o una tabla que muestra la tasa de flujo como función del tiempo en un lugar dado de la corriente. En efecto, el hidrograma es “una expresión integral de las característica fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre las lluvias y la escorrentía de una cuenca de drenaje particular. (p.135)

2.2.5.1 FACTORES QUE AFECTAN A LA FORMA DEL HIDROGRAMA

Según Custodio y Llamas (1996), refieren que según Wisler-Brater considera dos tipos de factores, estos son: Climáticos y Fisiográficos. El primer tipo, está dado por el factor climático; representado por la precipitación, la intensidad, la duración de la precipitación, su distribución en la cuenca, la dirección del movimiento de la tormenta, así como datos históricos de precipitaciones entre otros efectos dentro de un espacio geográfico. El segundo tipo está dado por el factor fisiográfico; representado por el uso del suelo (agrícola, ganadero), tipo de suelo (características edafológicas de la cuenca), superficie (topografía de la cuenca), forma de la cuenca, altitud, pendiente, orientación, patrón de drenaje (tipo de red de drenaje), drenaje indirecto, drenaje artificial.

El patrón de drenaje es un factor que influye en la forma del hidrograma, ya que cumple la función de recepción, conducción y almacenamiento de agua. Además, las frecuencias de caudales máximos o mínimos representados en un hidrograma (Figura 12), dependen de la

distribución espacial de la precipitación sobre la red de drenaje o patrón de drenaje de una cuenca en un determinado tiempo (Figura 10 y 11).

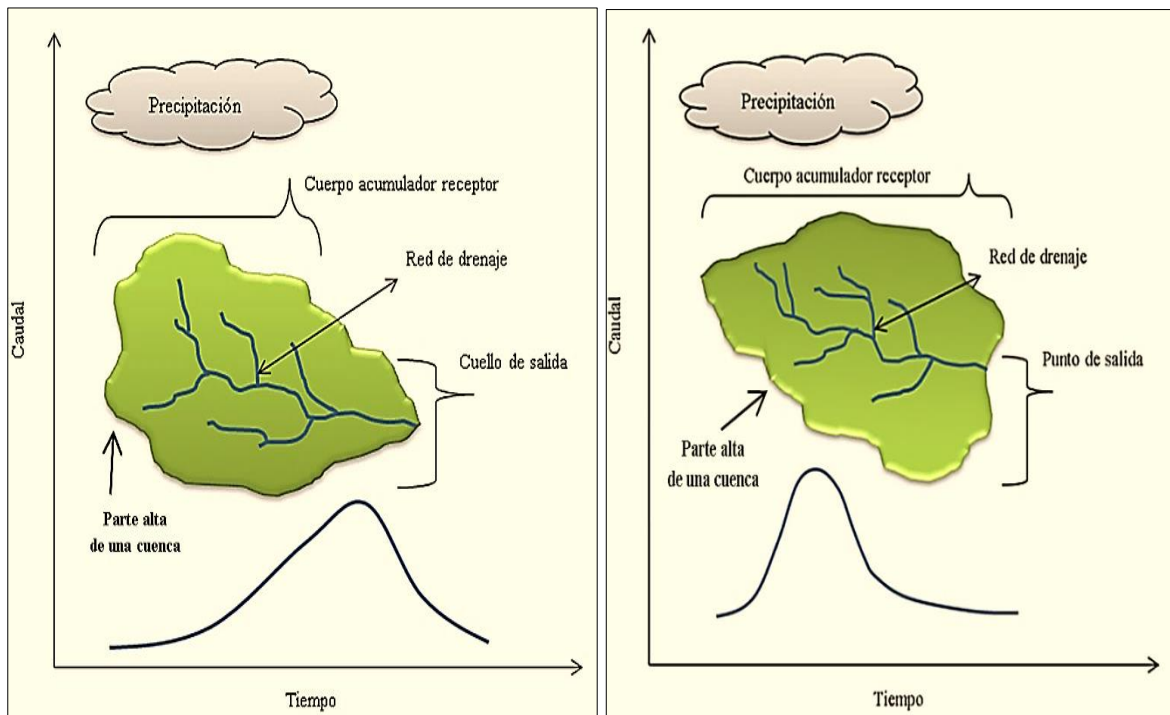


Figura 10. Relación precipitación y escorrentía en una cuenca.

Fuente: Modificado de Juncosa (2014)

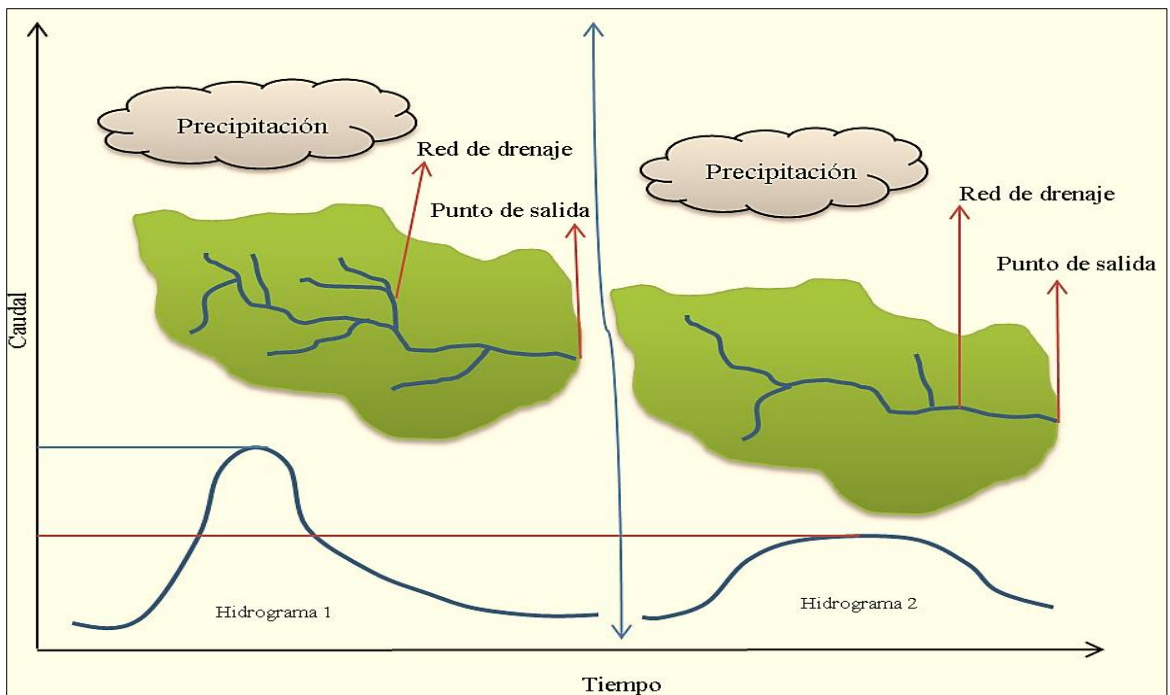


Figura 11. Efectos de la densidad de drenaje en el hidrograma.

Fuente: Modificado de Juncosa (2014)

2.2.5.2 ANÁLISIS DE HIDROGRAMA

Los hidrogramas naturales son representaciones de series de fluctuaciones de caudales de comportamiento homogéneo o no homogéneo, obtenidos a partir de una sección transversal de un cauce fluvial, con dependencia de precipitaciones. Estos hidrogramas, son generados a partir de datos de caudales obtenidos de una estación hidrométrica, la cual registra caudales en épocas de lluvias y en ausencia de estas, en función del tiempo (Figura 12).

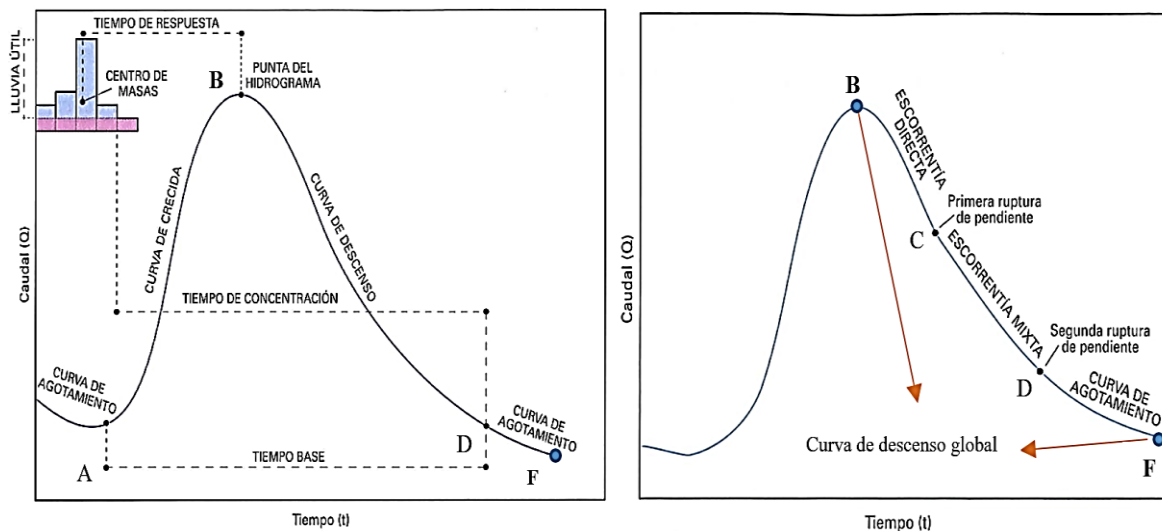


Figura 12. Estructura esquemática de un hidrograma de una tormenta.

Fuente: Modificado de (Alfaro et al, 2006, p. 60)

Según Monsalve (1999), “Se denomina hidrógrafa o hidrograma de caudal, la representación gráfica de la variación del caudal en relación con el tiempo. El intervalo de tiempo puede variar de horas a años” (p.194). La Figura 12, es un hidrograma obtenido de la medición de caudal de una estación hidrométrica después de un evento de precipitación. A continuación se procede a un análisis de las partes más importantes del hidrograma:

A: Punto de levantamiento: El punto A, indica que el agua en un primer momento proviene de caudales decrecientes (generados en períodos de estiaje), desde el punto A hacia delante la aguas provienen de precipitaciones, es decir, de los meses de lluvia. Estas tormentas llegan a generar caudales máximos como se registra en el punto C. Este crecimiento de la curva de concentración o curva ascendente, está influenciado por la forma de la cuenca, por el patrón de drenaje de la cuenca, por las propiedades del suelo y la duración e intensidad de la lluvia.

B: Pico, cresta o punta del hidrograma: Es el caudal máximo o gasto máximo registrado

por el hidrograma, generado por un evento extraordinario de intensa precipitación. Este caudal registrado es usado para el diseño de obras hidráulicas. Un hidrograma está formado por diversos puntos de inflexión. **C y D:** Son puntos de inflexión del tramo descendente global **BF**. **D: Punto de inflexión:** Este punto representa la variación del caudal en un cauce. Es decir, indica el paso de un escurrimiento superficial a un escurrimiento subterráneo. **DF: Tramo final de la curva de descenso global:** Representa a la curva de agotamiento, con caudales de origen subterráneo, es decir, representa a caudales recesivos en régimen no influido. Según Custodio y Llamas (1976), indica que esta curva representa la disminución de agua almacenada en acuíferos.

2.2.5.3 CURVA DE DESCENSO GLOBAL

De la Figura 12, podemos determinar, que la curva de descenso global **BF**, se divide en dos partes: curva de descenso **BD** y curva de agotamiento o curva recesiva **DF** como se indica en la Figura 13. Asimismo, estas dos divisiones presentan las siguientes características: según la Figura 12; la curva **BC**, representa a una escorrentía directa, la curva **CD**, según Martínez et al (2006), representa una escorrentía mixta, es decir, formada por escorrentía directa y aporte de agua subterránea y va de un caudal mayor a un caudal menor producto de ausencia de precipitación. Según Aparicio (1992), la curva de recesión **DF** o llamada también curva de agotamiento; se caracteriza porque representa a caudales de origen netamente subterránea.

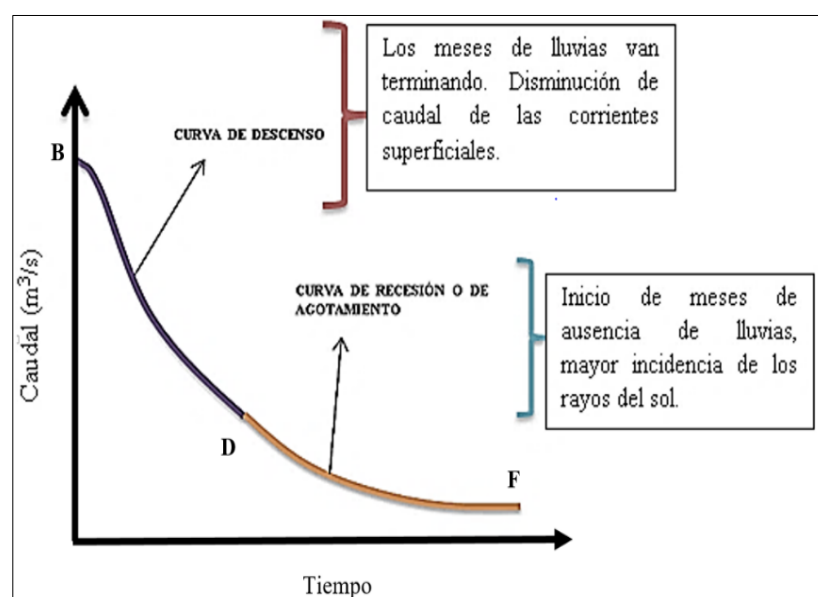


Figura 13. Curva global de descenso.

2.2.5.4 CURVA DE RECESIÓN O CURVA DE AGOTAMIENTO

Según Linsley, Kohler y Paulhus (1988), la curva de recesión representa el aporte de agua almacenada y drenada dentro de una cuenca. Además, indica que la forma de la curva de recesión es completamente independiente a la lluvia, es decir, la forma de la curva de recesión es producto del registro de caudales de agua de origen subterráneo, en época de estiaje. Según Remenieras (1974), indica que la curva de recesión también es llamada curva de “agotamiento” por representar: el decrecimiento o abatimiento del caudal en un tiempo de ausencia de lluvias prolongadas. El escurrimiento superficial de ríos y canales naturales en período de estiaje, es alimentado por aguas de origen subterráneas.

Según Fattorelli y Fernandez (2011), indican que:

La curva de recesión tiene generalmente un punto de inflexión que marca el verdadero inicio del momento en que cesa la entrada de escorrentía superficial a los canales de la cuenca. (...). Desde el punto de vista práctico, es difícil determinar el punto de inflexión, graficando la curva descendente en escala semilogarítmica se visualiza más fácilmente el lugar del “quiebre” de la misma. La curva de recesión depende fundamentalmente de las características físicas y geomorfológicas de la cuenca (...). (p. 227)

Según Linsley, Kohler y Paulhus (1988), la curva de recesión de una cuenca es llamada también curva de abatimiento, ya que representa la disminución de volumen de agua almacenada de una cuenca en períodos de ausencia de lluvias. Además, Smakhtin (2001), indica que en períodos de ausencia de lluvias el agua superficial se retira gradualmente por evapotranspiración, infiltración dando paso a descarga de aguas subterránea en una corriente. Indica también, que un agotamiento de caudales en períodos secos se conoce como recesión, y que este fenómeno se refleja en el hidrograma de caudales mediante una curva de recesión o curva de agotamiento con una tendencia horizontal. Según Martínez (2004), indica que el tercer punto de inflexión, representa el inicio del aporte de aguas subterráneas y el inicio del régimen no influido. Brodie (2007 citado en Balocchi, 2008), indica que algunos ríos en períodos de estiaje no se agotan en forma definitiva, por lo que la curva de agotamiento de un hidrograma se aproxima a caudales mínimos, llamado generalmente caudal base (*base flow*).

En la Figura 14, se observa que en el tramo **EF**, desde punto **E** hacia adelante su gráfica esta representa por caudales recesivos, y se le denomina curva de agotamiento o curva de recesión. Estos caudales, representan el decrecimiento de las aguas subterráneas y son conocidos como flujo base (flow base). Asimismo, el tramo **EF**, representa la ausencia de lluvias y el decrecimiento del nivel de las aguas de un cauce natural. Los caudales registrados en este tramo, son producto del afloramiento gradual de aguas subterráneas, llamado también flujo base. Estas aguas subterráneas tienen su origen en los meses de lluvias y es almacenada naturalmente por retención en las capas del subsuelo de una cuenca. Posteriormente, son descargadas en los meses de estiaje, formando parte de aguas de ríos, manantiales, quebradas, etc.

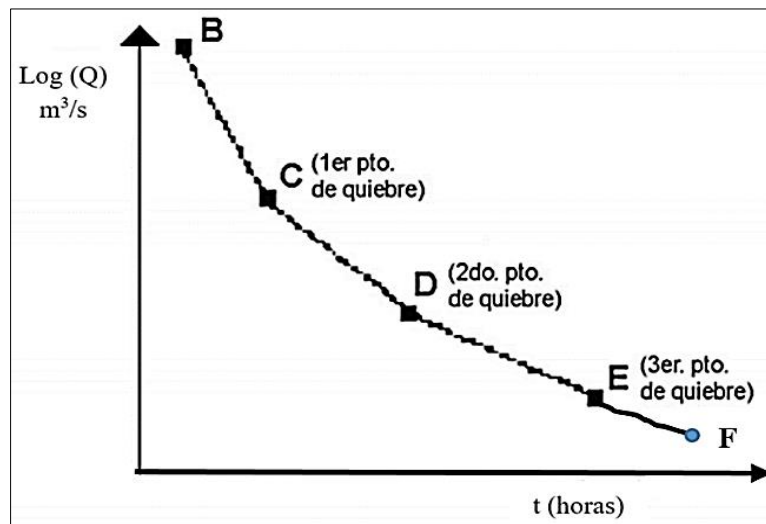


Figura 14. Gráfico semilogarítmico de Caudal v/s Tiempo.

Fuente: Modificado de (Balocchi, 2008, p.11)

2.2.6 CAUDAL RECESIVO

Este caudal está vinculado con el flujo base y el caudal mínimo registrado en la curva recesiva. Su origen es subterráneo y por ende meteórico. La variabilidad del caudal se observa en los meses de estiaje, cuyos aportantes son caudales circulantes laterales que provienen de manantiales (de ladera, de fondo o difusos), quebradas y ríos etc., en períodos de ausencia prolongada de lluvia. Asimismo, reciben aportaciones verticales formadas por descargas de aguas subterráneas desde el fondo del cauce del río. Su cuantificación es por aforo (método por vadeo) o registrados por una estación hidrométrica. Son identificados en el ciclo hidrológico mediante un análisis al hidrograma de caudales, específicamente, son representados en la curva de agotamiento o curva recesiva del hidrograma de descenso global

(Figura 13). Cuantificar este tipo de flujo en una cuenca, subcuenca o microcuenca, en meses del año donde existe ausencia prolongada de precipitaciones, permitirá hacer un buen manejo sostenible del recurso hídrico. Año tras año, el aporte de agua que genera el caudal recesivo puede disminuir o aumentar, ya que está en función de las precipitaciones. Sus descargas, dependen de la gravedad, gradiente hidráulica, de los niveles freáticos de la capa subterránea, propiedades del suelo (permeabilidad, conductividad hidráulica y transmisividad) y geología.

El caudal recesivo, también puede tener un origen glaciar (a más de 4000 msnm), producto del cambio de estado de sólido a líquido (fusión) en períodos de estiaje. Según Smakhtin (2001), el flujo base es un fenómeno estacional, es una componente de un régimen de cualquier río superficial. Mientras que la sequía es un fenómeno natural producido por la ausencia de precipitaciones prolongadas. Su estudio depende de series temporales continuas de caudales para su evaluación.

Según Alvarez (2016), para el estudio de caudales recesivos en un cauce en estiaje, se puede asumir lo siguiente: que el flujo subterráneo presente un régimen permanente (asumiendo que exista una recarga de agua constante a la napa freática y este descargue al río, que el medio de descarga del sistema presente un medio continuo, que las características del medio no varíen y que presente una gradiente hidráulica suave), y que las aguas del río sean netamente de origen subterráneo. Por tanto, no existen variaciones de niveles de caudal de agua.

2.2.7 IDENTIFICACIÓN DE PERÍODO DE RECESIÓN

Para identificar el período de recesión, es decir, donde la escorrentía directa termina y el flujo base comienza, se usa el método propuesto por Lisney et al (1975) y usado en Chile en la investigación de Pizarro y Saavedra (1991); la cual consiste en generar una recta lineal de gasto a partir de los caudales del período de estiaje en una escala logarítmica y posteriormente graficarlos según la relación $\text{Log}(Q_r)$ Vs Tiempo (t), reflejando de este modo la parte del receso correspondiente a un flujo de dinámica lenta. Según Arciniega (2015), esta linealidad de caudales en períodos de estiaje, también se obtiene mediante la construcción de una curva de recesión maestra (CRM). La recta lineal generada por el método planteado por Lisney et al (1975), desarrollado por Pizarro y Saavedra (1991); podría sufrir no linealidad. Es decir, según Gómez et al (2012), esta no linealidad puede darse por

(...) “la presencia de diferentes tipos de acuíferos, principalmente en roca fracturada, formaciones cársticas y algunos en depósitos aluviales, causando un cambio en el comportamiento de la recesión” (...) (p. 04).

Según Pizarro (1993 citado en Nuñez 2005), indica que a partir del segundo punto de inflexión de una curva de descenso global, las aguas circulantes de un cauce graficadas en un hidrograma, son de origen subterránea. Esta afirmación fue rechazada por la investigación de Martínez (2004 citado en Balocchi, 2008) quien propuso un nuevo método llamado “Planteamiento Modificado”, en él establece que es el tercer punto de quiebre de una curva de agotamiento, el inicio de aguas subterráneas. Y que partir de este punto se logran las mejores aproximaciones a los caudales recesivos.

2.2.8 MODELO MATEMÁTICO HIDROLÓGICO

Un modelo matemático es una simulación, la cual utiliza entre otros información hidrológica para simular eventos reales. Según Fattorelli y Fernandez (2011) está información hidrológica (caudales, precipitaciones, evaporación etc.) son datos históricos reales de sucesos ocurridos en un tiempo y espacio tomados desde una estación de medición, su uso en la simulación de modelos matemáticos, permitirá conocer el comportamiento local y regional de procesos hidrometeorológicos.

Las simulaciones de modelos matemáticos generan resultados con diferencias reducidas o nulas entre lo observado y lo generado. Los resultados de los modelamientos, permiten tomar medidas correctivas y preventivas frente a un suceso de amenaza natural. Según Cirujeda (1985 citado en Caro, 2001), indica que existen varios modelos matemáticos que simulan a caudales recesivos, tales como: exponenciales y potenciales. Esta simulación, depende básicamente de las características del terreno donde circule dichos caudales. Según Fattorelli y Fernandez (2011), indica que los conceptos de modelos matemáticos en la hidrología, pueden agruparse de varias formas según la Figura 15.

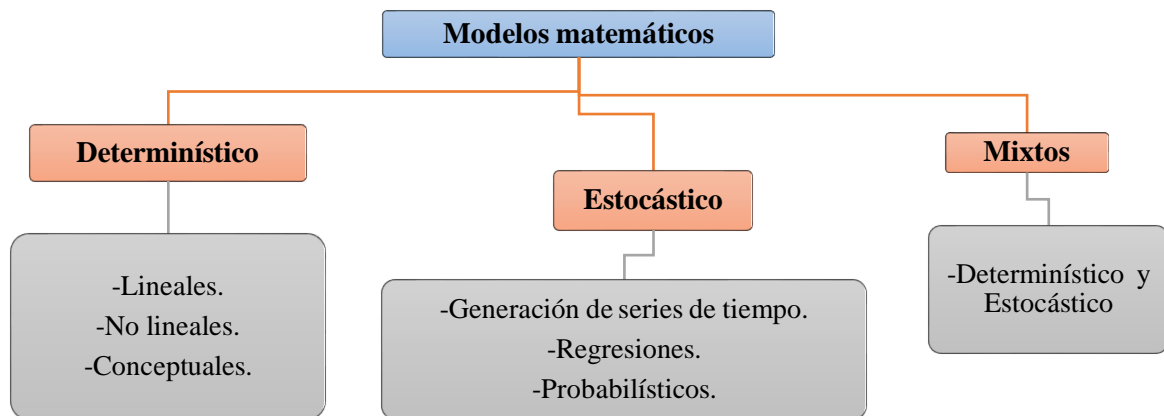


Figura 15. Clasificación de modelos hidrológicos.

Fuente: Modificado de (Fattorelli y Fernandez, 2011)

Según Chow et al. (1994), indican que existe una diferencia entre modelos determinísticos y estocásticos. El modelo determinístico es un modelo matemático deductivo. Puede decirse que este tipo de modelo matemático puede realizar pronósticos. Mientras que el modelo matemático estocástico es un modelo probabilístico. Este modelo matemático es capaz también de realizar predicciones. Caro (2001), menciona que los modelos determinísticos no consideran la pérdida de agua fluyente (escorrentía superficial) por evapotranspiración, ni tampoco consideran la pérdida de agua hacia otras zonas (cuencas adyacentes).

Además Chow et al. (1994), hace una diferencia ente el modelo estocástico y el modelo determinístico estableciendo lo siguiente: que el modelo determinístico simula eventos hidrológicos de períodos cortos, es decir, intervalos de horas o días. Mientras que el modelo estocástico predice eventos hidrológicos de períodos largos, es decir, intervalos extensos de meses o años. Estrela (1992 citado en Caro, 2001), indica que los modelos determinísticos, no deben ser utilizados en cuencas de gran extensión, ya que la variabilidad de los parámetros generan resultados no muy representativos.

Por otro lado Chow et al. (1994), indica que los fenómenos naturales son aleatorios, es decir, son sucesos que no se pueden predecir con certeza. Esto genera que los modelos matemáticos tengan dependencia de la variabilidad de la información que se obtenga. Se puede modelar fenómenos hidrológicos con un modelo determinísticos cuando los datos presenten una variabilidad pequeña, pero si la variabilidad de la información es grande, es decir, que la información registrada sea alterada por eventos climáticos anómalos al clima de una estación, el modelo estocástico sería el modelo más idóneo a utilizar.

2.2.9 MODELOS MATEMÁTICOS DE LA CURVA DE RECESIÓN

Según Cirujeda (1985 citado en Caro, 2001), afirma que en la actualidad existen modelos matemáticos o tipos de modelos matemáticos que definen a la curva de agotamiento o curva recesiva y que generan caudales recesivos que escurren en una cuenca en períodos de estiaje, estos modelos dependen básicamente de del tipo de cuenca en estudio. Estos modelos son de dos tipos: modelos matemáticos exponenciales y modelos potenciales.

Actualmente existe modelos matemáticos determinísticos o paramétricos, que representan a la curva recesiva de un hidrograma de caudales, estos son los modelos matemáticos exponenciales y potenciales. Cuya funcionalidad depende; del ajuste de los parámetros y de las características de la zona donde se realice la investigación. La función de estos modelos es representar el caudal de agotamiento en los meses de estiaje en un régimen no influido, es decir, durante los períodos en que una zona en estudio no recibe ningún aporte generado por precipitaciones. Para que los modelos matemáticos generen caudales de agotamiento fiables a la realidad, los datos de entrada deben contar con una base de datos libres de saltos y un período de tiempo con características propias de un régimen no influido. Los primeros antecedentes que permitieron representar a la curva de recesión de un hidrograma son: Maillet (1905) y Boussinesq (1903, 1904).

Según Arciniega (2015), los modelos matemáticos exponenciales y potenciales presentan una relación de almacenamiento – descarga como un proceso lineal. Además, indica que Maillet (1905) desarrolló una fórmula que describe a la curva de recesión de un acuífero, conocida como la “Ecuación de Maillet” (Fórmula 2), la cual presenta una forma exponencial. Además, menciona que Maillet no asocia a su modelo con parámetros de características físicas e hidráulicas de un acuífero.

Para Dewandel et al (2003 citado por Nuñez, 2005), el modelo exponencial genera estimaciones aproximadas a los caudales recesivos y subestima el volumen de los acuíferos. Y que los resultados de este modelo se ajustan mejor a los caudales recesivos, cuando los caudales presentan una componente vertical, es decir, que por efectos de capilaridad sobre la superficie existe un ascenso del nivel freático, por la atracción intermolecular de agua en los poros del suelo. Por otro lado Balocchi (2008), señala que el modelo matemático exponencial se ajusta mejor en terrenos poco permeables.

Modelo exponencial (Maillet, 1905)

$$Q_b = Q_0 e^{-\alpha.t} \quad 2$$

Modelo exponencial (Balocchi, 2008)

$$Q_b = Q_0 e^{-2\alpha.\sqrt{t}} \quad 3$$

Modelo exponencial (Nuñez, 2005)

$$Q_b = Q_0 e^{-\alpha.t^2.2^{-1}} \quad 4$$

Modelo exponencial (Nuñez, 2005)

$$Q_b = Q_0 e^{-3\alpha.\sqrt[3]{t}} \quad 5$$

Arciniega (2015), menciona que Boussinesq (1903, 1904) desarrolló una fórmula llamada “Ecuación Cuadrática de Boussinesq” o “quadratic form” representada mediante la expresión de la Fórmula 6, esta fórmula permite representar la curva de recesión de un hidrograma. Vera (2010), refiere que para la simulación del modelo potencial (ecuación cuadrática), se asume que no existe un flujo vertical. Además, Dewandel et al (2003 citado en Nuñez, 2005), establece que para este tipo de modelo, el caudal recesivo debe ser el caudal dominante en un cauce natural. Por otro lado, Cirujeda (1985 citado en Caro, 2001), indica que el modelo potencial se ajusta mejor en terrenos muy permeables.

Modelo potencial cuadrática (Boussinesq, 1904)

$$Q_b = Q_0 (1 + \alpha.t)^{-2} \quad 6$$

Modelo potencial lineal (Soto, 2001)

$$Q_b = Q_0 .\alpha.t \quad 7$$

En donde:

Q_b = Caudal de agotamiento en un tiempo t (m^3/s).

Q_0 = Caudal inicial de la curva de agotamiento en el tiempo t .

t = Tiempo en días, el cual determina a la coordenada Q (t).

e = Constante de Neper (2,71828).

$$\alpha \left\{ \begin{array}{l} \text{Constante de la cuenca. (hr}^{-1}\text{)} \\ \text{Coeficiente de agotamiento. (hr}^{-1}\text{)} \\ \text{Constante de agotamiento. (hr}^{-1}\text{)} \end{array} \right.$$

2.2.10 COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO (α)

El coeficiente de agotamiento está representando por la letra griega α , y representa a las pendientes de las curva de descenso, cuya variabilidad dependerá del régimen de caudales y de los factores climáticos, topográficos y geológicos. Este coeficiente, determina el tiempo que demora un reservorio de almacenamiento (acuífero) en descargar agua de origen subterráneo a un medio (cauce natural), y presenta una dimensión de tiempo [T^{-1}].

Según Schoeller (1965, citado en Pulido 1979), si los valores de los coeficientes de agotamiento son altos, esto indicaría que prestan un rápido agotamiento de agua subterránea (reservas subterráneas en épocas de sequía), demostrando que el suelo presenta una elevada gradiente hidráulica, baja porosidad en la roca y de una elevada permeabilidad. Además, Pulido (1979) establece que los valores de (α) de $0,023 \text{ día}^{-1}$ y $0,116 \text{ día}^{-1}$ determinan un vaciado rápido de aguas subterráneas. Este vaciado, se tornará lento cuando llegue a la tendencia de una línea horizontal de la curva de descenso. Por otro lado, Liñán (2005) señala que los valores de orden 10^{-3} día^{-1} en zonas karstificadas, determinan que el agotamiento sea de manera lenta, debido a una zona saturada y por ende genere una descarga es lenta.

Para determinar el coeficiente de agotamiento se supone un régimen permanente. Según Villarroya (2006), “En régimen permanente (es decir suponiendo una recarga constante del acuífero) todos los parámetros de α son constantes por lo tanto α es constante” (p.5). Además, Villarroya (2006) determinó que al conocer el coeficiente de agotamiento (α), se da un paso muy importante para caracterizar, conocer el régimen y el comportamiento de un acuífero, permitiendo conocer las reservas de agua. Según Alvarez (2016), el coeficiente de agotamiento es característico de acuíferos y manantiales, y es dependiente de ciertas características del medio, tales como: porosidad del suelo, área, conductividad hidráulica, propiedades y características del suelo.

Según Alvarez (2016): “El coeficiente de agotamiento, toma diferente nombres tales como: índice de recesión, coeficiente de recesión, coeficiente de proporcionalidad, coeficiente de

agotamiento o coeficiente de descenso” (p. 38). Maillet (1905), indica que el valor del coeficiente de agotamiento debe ser mayor que cero ($\alpha > 0$), esto aplica para modelos exponenciales y potenciales. Balocchi (2008), señala que el valor del coeficiente de agotamiento va disminuyendo a medida que va aumentando el tiempo, esto es debido a que al aumentar el tiempo en horas o días, la pendiente disminuye entre el primer punto de inflexión o de quiebre y el último punto de inflexión o de quiebre (Figura 23).

2.2.11 CALIBRACIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS

Antes de tomar a un modelo matemático, como un modelo simulador que reproduzca caudales de los ríos de una cuenca, ésta previamente debe pasar por un proceso de ajuste, la cual consiste en realizar modificaciones numéricas al rango de los parámetros obtenidos para un modelo matemático, a través de observaciones de los resultados de las pruebas, hasta lograr que los valores de caudales simulados sean similares a los caudales reales. En los modelos matemáticos estocásticos, por ejemplo, se modifican los parámetros del modelo, según las condiciones meteorológicas (precipitación) y características fisiográficas (pendiente) de la zona en estudio. Según Llamas (1993 citado en Núñez, 2005), indica que una calibración es estimar parámetros y evaluarlos de forma deductiva o a través observación de resultados.

2.2.12 VALIDACIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS

Según Llamas (1993, citado en Núñez, 2005), indica que la calidad del modelo consiste en comparar la respuesta teórica, obtenida desde el modelo, con la obtenida por observación directa. Fattorelli y Fernandez (2011), establece que toda información disponible ayuda a realizar extrapolaciones estadísticas para lograr calibrar y verificar modelos matemáticos.

2.2.12.1 INDICADORES ESTADÍSTICOS

a) COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN (R^2)

Según Núñez (2005), el coeficiente de determinación (R^2) no debe ser el único indicador que determine la variación entre los caudales observados y los caudales generados, pues se aconseja utilizar otros métodos. Caro (2001), indica que se debe de utilizar un rango que

varía de 0 (sin correlación) a 1 (máxima correlación). Además, este índice permite determinar el porcentaje de variación existente entre los caudales observados y caudales generados. La expresión para determinar dicha variación es a través de:

$$R^2 = 1 - \left[\frac{\sum_1^n (x_n - y_n)^2}{\sum_1^n (x_n - \bar{X})^2} \right] \quad 8$$

En donde:

x_n = Caudales observados o aforados en m³/s.

y_n = Caudales simulados o generados en m³/s.

\bar{X} = Promedio de caudales observados en m³/s.

b) ERROR ESTÁNDAR DE ESTIMACIÓN (EEE)

Según Caro (2001), indica que:

Un indicador estadístico permite realizar estimación, para sí ver la disparidad promedio entre los caudales observados o aforados y los estimados o generados de cada crecida, en donde los valores más cercanos a cero indicarían que el modelo hace una buena descripción de los caudales. Por otra parte, un valor elevado, indica que los valores generados hacen una descripción deficitaria. Mientras que un valor 0 indica valores generados son óptimos. (p. 26)

$$EEE = \sqrt{\frac{\sum (x_n - y_n)^2}{n - 2}} \quad 9$$

Donde:

x_n = Caudales observados o aforados.

y_n = Caudales simulados o generados.

n = Número de datos.

c) ÍNDICE DE WILLMOTT MODIFICADO (IWM)

Según Krause y Boyle (2005, citado por Arciniega, 2015), el índice Willmott Modificado (IWM) es un criterio para determinar la correlación estadística entre una variable observada y aquella generada por un modelo. Este índice lo propuso Willmott en el año de 1981 y fue modificado por Krause, quien utiliza un rango de ajuste similar a lo establecido por el coeficiente de determinación (R^2). Además, este índice permite determinar el porcentaje de variación existente entre los caudales observados y los caudales generados.

$$IW = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n |x_n - y_n|}{\sum_{i=1}^n (|y_n - \bar{X}| + |x_n - \bar{X}|)} \quad 10$$

Donde:

n = Es el número de datos.

\bar{X} = Promedio de caudales observados.

x_n = Son los datos observados.

y_n = Son los datos generados.

d) COEFICIENTE DE NASH-SUTCLIFFE MODIFICADO (NSM)

Según Krause y Boyle (2005, citado por Arciniega, 2015), indica que fue propuesto por Nash-Sutcliffe en 1970. Este coeficiente indica que cuanto más cercano a uno, se tendrá un ajuste perfecto. Este coeficiente explica la variación de ajuste entre los caudales generados con respecto a los caudales observados

$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n |x_n - y_n|}{\sum_{i=1}^n (|x_n - \bar{X}|)} \quad 11$$

Donde:

n = Es el número de datos.

\bar{X} = Promedio de caudales observados.

x_n = Son los datos observados.

y_n = Son los datos generados.

2.2.12.2 PRUEBA ESTADÍSTICA

Según Gujarati (1993, citado por Caro, 2001), indica que los resultados de una prueba estadística son usados para comprobar la veracidad o falsedad de la hipótesis nula.

a) PRUEBA T STUDENT

Según Caro (2001), una prueba estadística permite determinar cuan bien se ajustan un grupo de datos generados con los datos observados. El objetivo de esta prueba *T Student*, es comparar la media de dos muestras relacionadas y determinar si existen diferencias o cambios significativos entre ellas. Los datos de esta prueba deben ser longitudinales (contar con dos mediciones a dos muestras en tiempos diferentes), presentar una variable fija (contar con dos medidas, una medida antes y otra medida después) y conocer el nivel de medición (numérica) de la variable. Esta prueba se debe cumplir básicamente el supuesto de Normalidad, es decir, que los valores de una muestra deben distribuirse normalmente, para ello se utilizan las pruebas de Smirnov Kolmogorov y Shapiro Wilk. Álvarez (2007) indica que las pruebas más aplicadas en la actualidad para el ajuste de datos a una distribución normal son: la de Kolmogorov-Smirnov, para un tamaño de muestras mayor que 30 y para Shapiro Wilk si el tamaño de la muestra es menor o igual que 30. Si no se cumple con este requisito se puede utilizar las pruebas no paramétrica, como: los rangos de Wilcoxon o U de Mann Whitney.

Para esta prueba se plantea dos hipótesis; la primera indica que no hay diferencia significativa en la media de dos variables analizadas y la segunda referida a que existe una diferencia significativa en las medias en ambas variables. La verificación de las hipótesis está relacionada con el nivel de significación. El nivel de significación, es conocido como falso positivo, está relacionando a la verificación de una hipótesis y representa el límite del error máximo que estamos dispuestos a aceptar.

La investigación analizó la prueba de T Student mediante el software estadístico IBM-SPSSV 2.4, ya que cuenta con una capacidad de procesar grandes bases de datos. Su proceso metodológico consiste en: organización, compilación de datos, análisis estadístico y reporte de resultados.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MATERIALES Y EQUIPOS

3.1.1 MATERIALES

- Libros especializados de hidráulica.
- Memoria USB.
- Wincha métrica.
- Fotografías satelitales.
- Software Auto CAD Civil 3D 2016, Q GIS 2.18, IBM SPSS v.24, Hydraces. M. Excel 2016, M. Word 2016.

3.1.2 EQUIPOS

EQUIPO DE CAMPO

- GPS (Sistema de Posicionamiento Global).
- Cámara fotográfica digital.
- Wincha metálica de 5,0 m con precisión al milímetro.
- Estación hidrométrica automática “Río Grande” de propiedad de Senamhi.

EQUIPO DE GABINETE

- Impresora multifuncional CANON L220.
- Laptop ASUS Core i7 sexta generación.

3.2 METODOLOGÍA

3.2.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La microcuenca “Grande”, es un espacio geográfico, que forma parte de la cuenca “Mashcón” y forma parte además de la cabecera de la gran cuenca del Amazonas. Está ubicada al norte del territorio peruano en la Región, Departamento, Provincia y Distrito de Cajamarca (Figura 16), es clasificada como microcuenca de acuerdo a la clasificación de la Tabla 1.

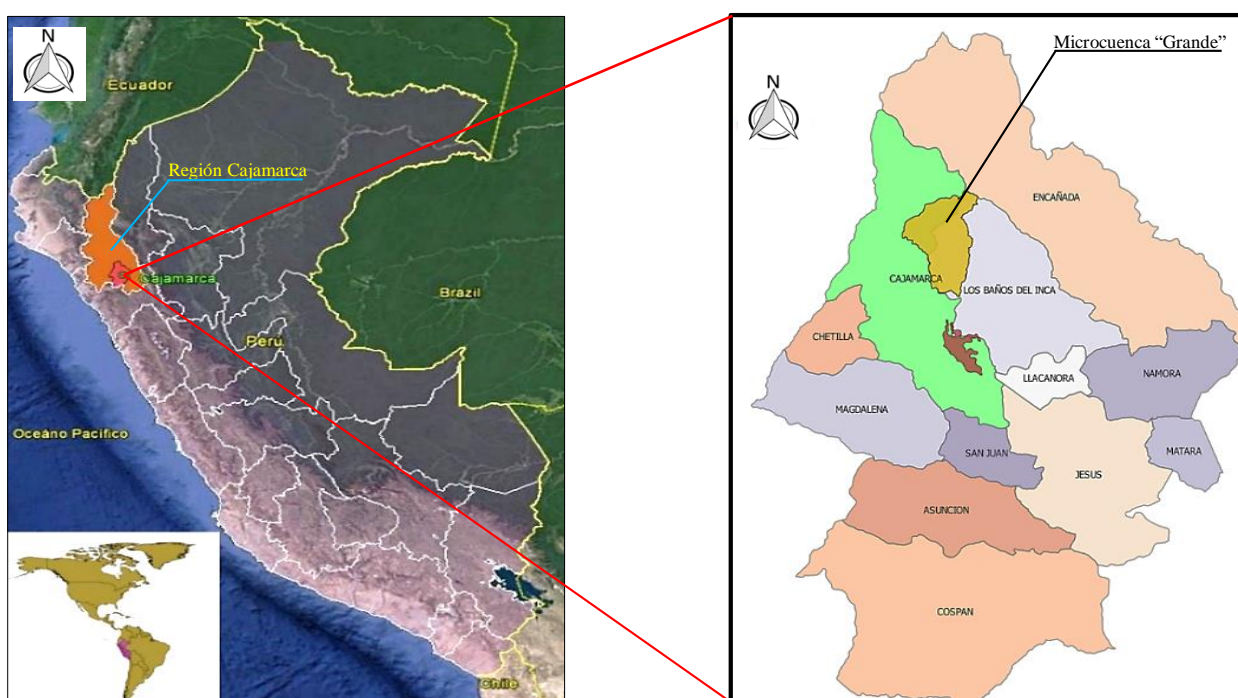


Figura 16. Ubicación política de la zona de estudio.

Fuente: Modificado de Earth Explore (2017)

3.2.2 CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

La microcuenca “Grande”, presenta características de alta montaña, es decir, elevados y escarpados terrenos montañosos de difícil acceso. Estas características son compartidas con las microcuencas con la cual limita, tales como: por el Oeste con la microcuenca Porcón, por

el Este con la cuenca del “Chonta” y por el norte con la microcuenca del “Río Rejo”. Una parte de su espacio geográfico está afectada por actividad minera de explotación a tajo abierto (Figura 21). Actualmente, esta unidad hidrográfica, es la principal fuente de recurso hídrico para el abastecimiento de agua potable para la población de la ciudad de Cajamarca.

En la Figura 17, se observa a una imagen raster DEM (Modelo Digital de Elevación), la cual permite representar al relieve de la cuenca “Mashcón”. En ella se identifica a la microcuenca “Grande” de color verde, la cual cumple el papel de recepción, conducción y almacenamiento de caudales de agua de diferentes regímenes de caudales, influyendo en la en el 70% de aporte de agua dulce para la población de Cajamarca. Otra fuente hídrica dentro de la microcuenca “Mashcón” es la microcuenca “Tres ríos” (Figura 18), cuyo aporte de agua dulce es del 30%. Además, en la Figura 17, se observan que las alturas promedio de toda la cuenca “Mashcón”, varían entre 2689 msnm y 3997 msnm.

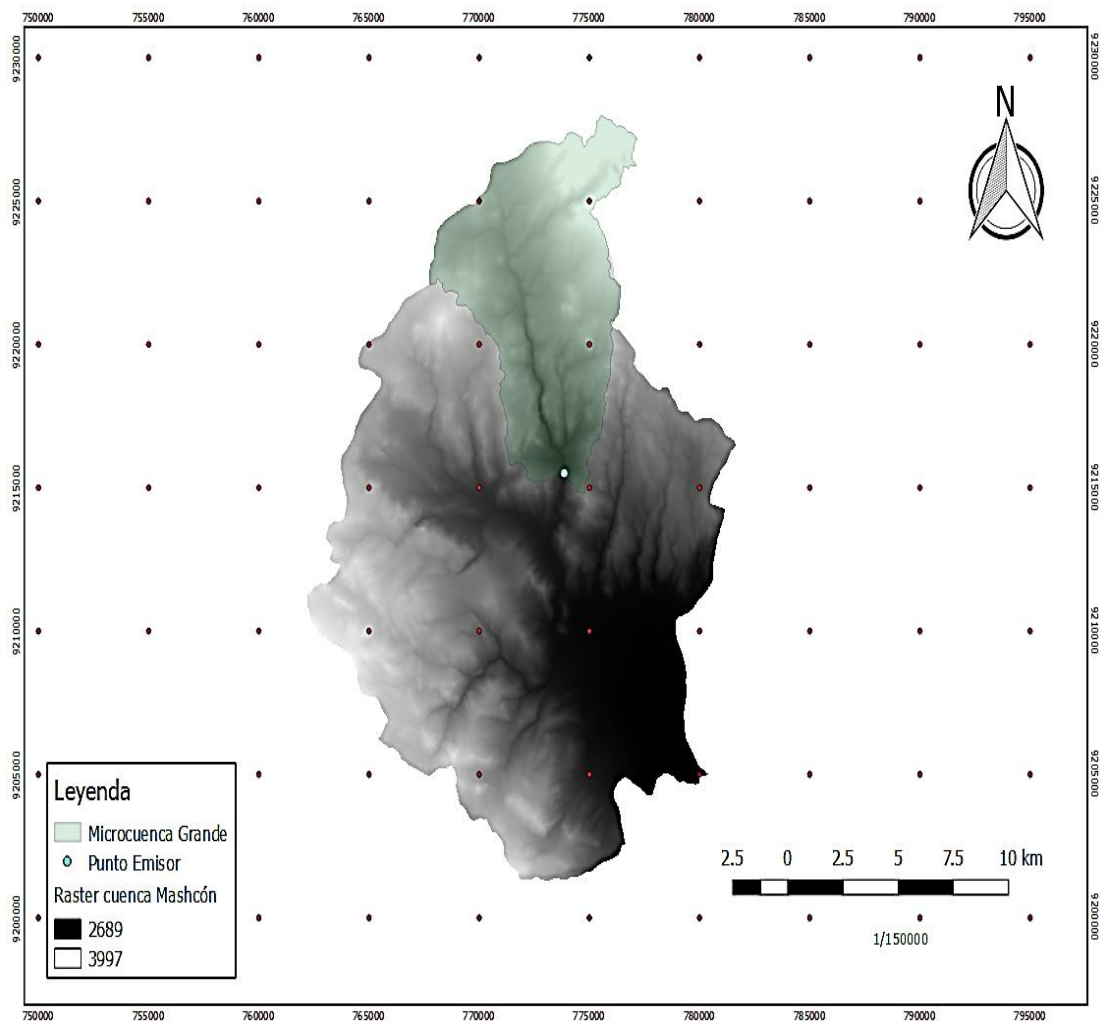


Figura 17. Imagen raster de la microcuenca Mashcón.

En la Figura 18, se muestra a la cuenca “Mashcón” la cual contiene a la microcuenca “Grande” dentro de, el área de operación minera, la ciudad de Cajamarca y las microcuencas “Porcón” y “Tres Ríos” (Ronquillo). Demostrando de este modo que las fuentes hídricas se encuentran en cabecera de cuenca como se observa en las Figura 18 y Figura 21, determinando su importancia como fuentes hídricas para la población Cajamarquina, y el peligro patente que puede representar un yacimiento minero cercano a la ciudad de Cajamarca, en función de arrastres de materiales sólidos de polución suspendidos en el aire por acción de vientos y la afectación en los manantiales naturales.

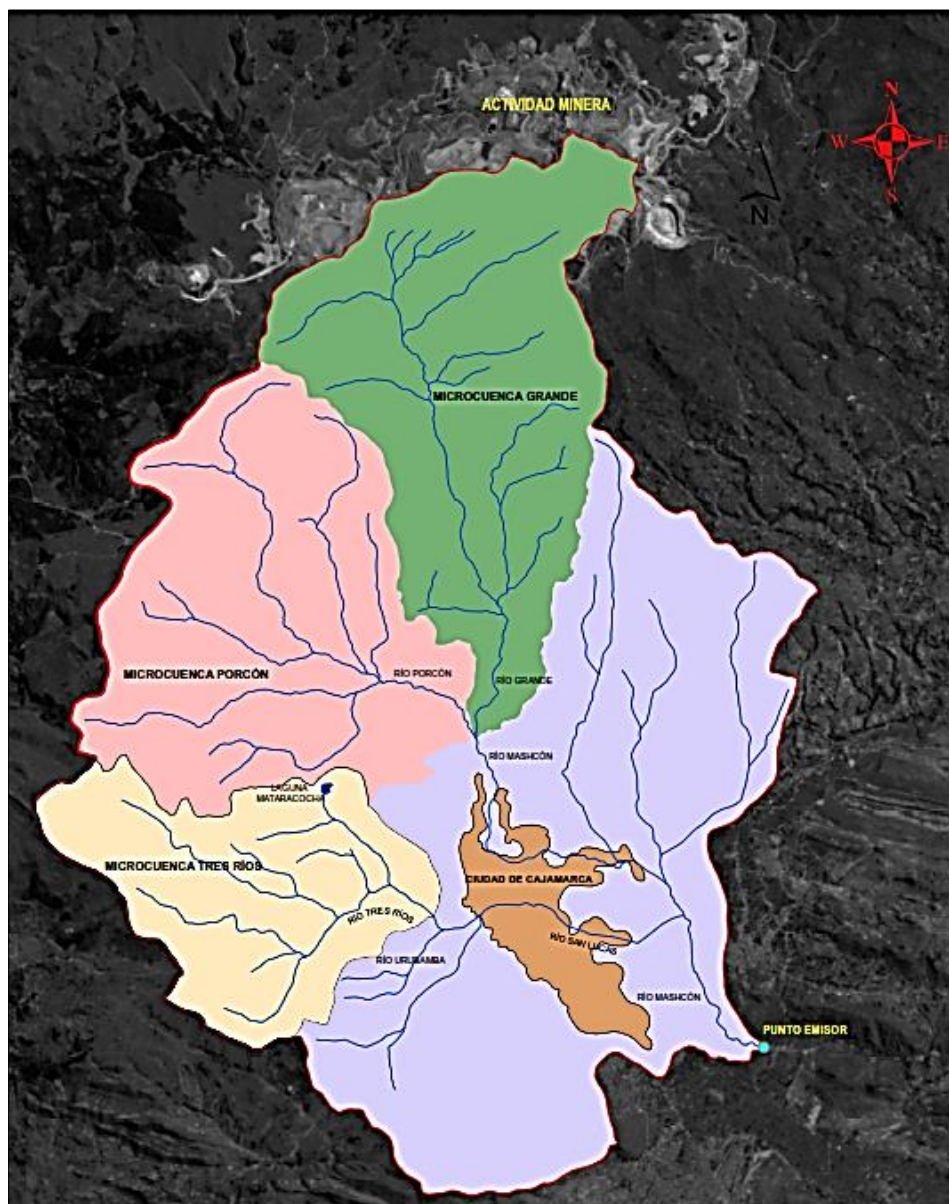


Figura 18. Ubicación referencial de la microcuenca “Grande” en la cuenca “Mashcón”.

Fuente: Alvarez (2016)

Desde Agosto del 1993, con el proyecto Carachugo, existe en la microcuenca “Grande” actividad de industria minera, realizado por la empresa minera Yanacocha (MYSRL). Esta actividad, ha generado la degradación de la flora, fauna y la anulación de redes hídricas de una parte de la microcuenca, como se demuestra en la Figura 19. Mediante la ayuda del software Qgis 2.18 e imágenes satelitales, se determinó que la extensión de la microcuenca es de 68,96 km² con un perímetro de 46,37.km. Mientras que el área de operación minería (carreteras, tajos, pads de lixiviación), es de 53,23 km² con un perímetro de 65,53 km aproximadamente (Figura 19). Asimismo, el área degradada dentro de microcuenca “Grande” es de 14 km² representado el 20,3% de área de la microcuenca “Grande”, con un perímetro de 32,20 km (Figura 21 y Figura 22).

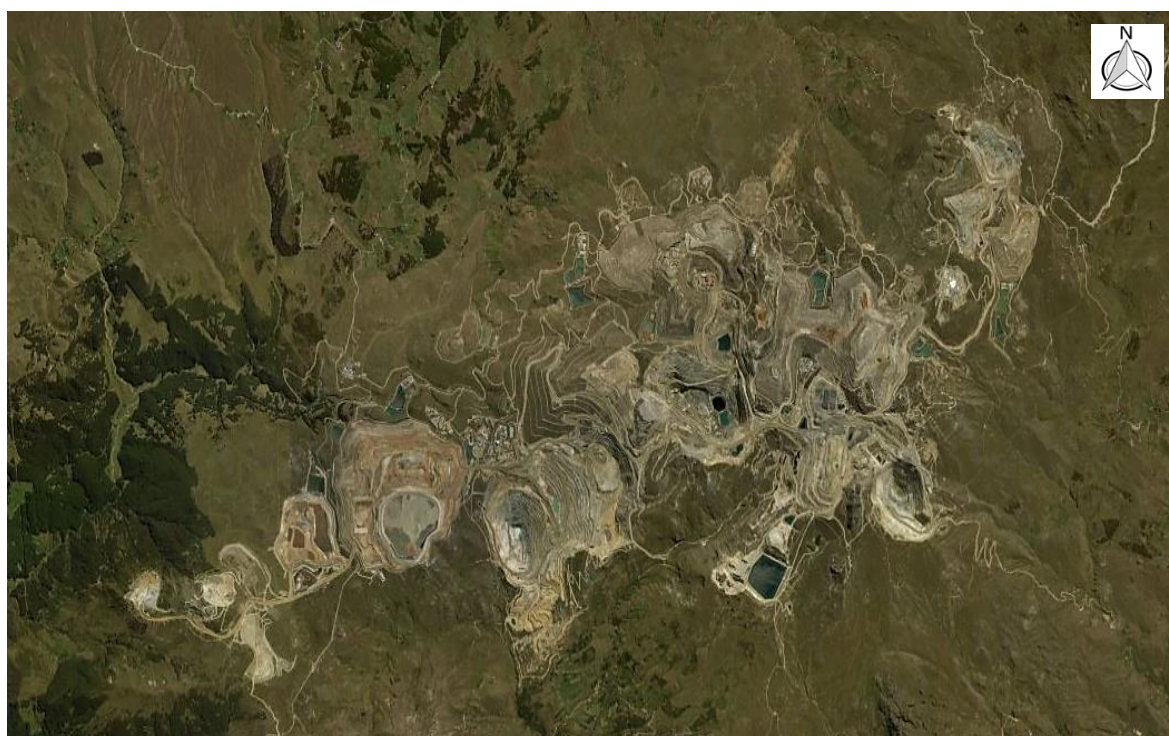


Figura 19. Actividad minera en parte alta de la microcuenca “Grande”, Cajamarca.

Fuente: (Earth Explore, 2017)

Aguas arriba de la captación “Río Grande” de la EPS Sedacaj S.A, existe una presa en el cauce del río “Grande” con ubicación geográfica de Lat. 07 02 30 S, Long 078 32 14 W. La cual cumple dos funciones; la primera es controlar el arrastre de sedimento de la parte de alta, producto de la actividad minera y la segunda es almacenar agua en épocas de lluvias para posteriormente descargar al río “Grande” en épocas secas. Esta presa o dique, presenta un espejo de agua de 0,045 km² de área y un perímetro de 0,96 km. Según Yanacocha (2011),

indica que la capacidad promedio del dique “Río Grande” es 747, 000 millones de m³ en promedio.

La Figura 20, muestra en la imagen satelital una estructura hidráulica de concreto (dique) con bajo contenido de hardfill, presentado las siguientes características: Según Yanacocha (2011), el número de compuertas de dique es 4, el largo del dique es 98m, la altura del dique es 45m. Esta estructura hidráulica fue construida entre los meses de Julio de 2003 y Octubre de 2004 dentro de la microcuenca “Grande”. El dique Río Grande, fue construido en el lugar llamado **Tuturushco** según pobladores del lugar, actualmente se encuentra operativa. Su ingreso está limitado, ya que le pertenece a la empresa minera Yanacocha (MYSRL). Este dique se encuentra en la parte alta de la microcuenca, y es donde se almacena agua e inicia la regulación del río “Grande” actualmente. En la visita última de Noviembre del 2017 por la Junta Mashcón y MYSRL se observó vegetación de pinos, quishuares y alisos en los alrededores del vaso.



Figura 20. Dique “Río Grande” de minera Yanacocha, en el mes de Setiembre, 2017.

Fuente: (Earth Explore, 2017)

En la Figura 21, se realiza un contraste entre la red de ríos de la microcuenca “Grande” (parte alta) representado con un color marrón y las operaciones mineras MYSRL dentro de la microcuenca “Grande” hasta la fecha. Observándose una afectación en parte Noreste de la microcuenca “Grande”. También en la Figura 21 se puede apreciar que el tajo La Quinua

y una parte del tajo Yanacocha se encuentra dentro de la microcuenca en estudio. Actualmente, la empresa minera Yanacocha, son propietarios de las tierras que se vienen explotando en la parte alta de la microcuenca “Grande” y también son propietarios de una parte de territorio de la microcuenca “Porcón”. Esto debido a la compra de tierras que han venido realizando desde los inicios de la actividad minera.

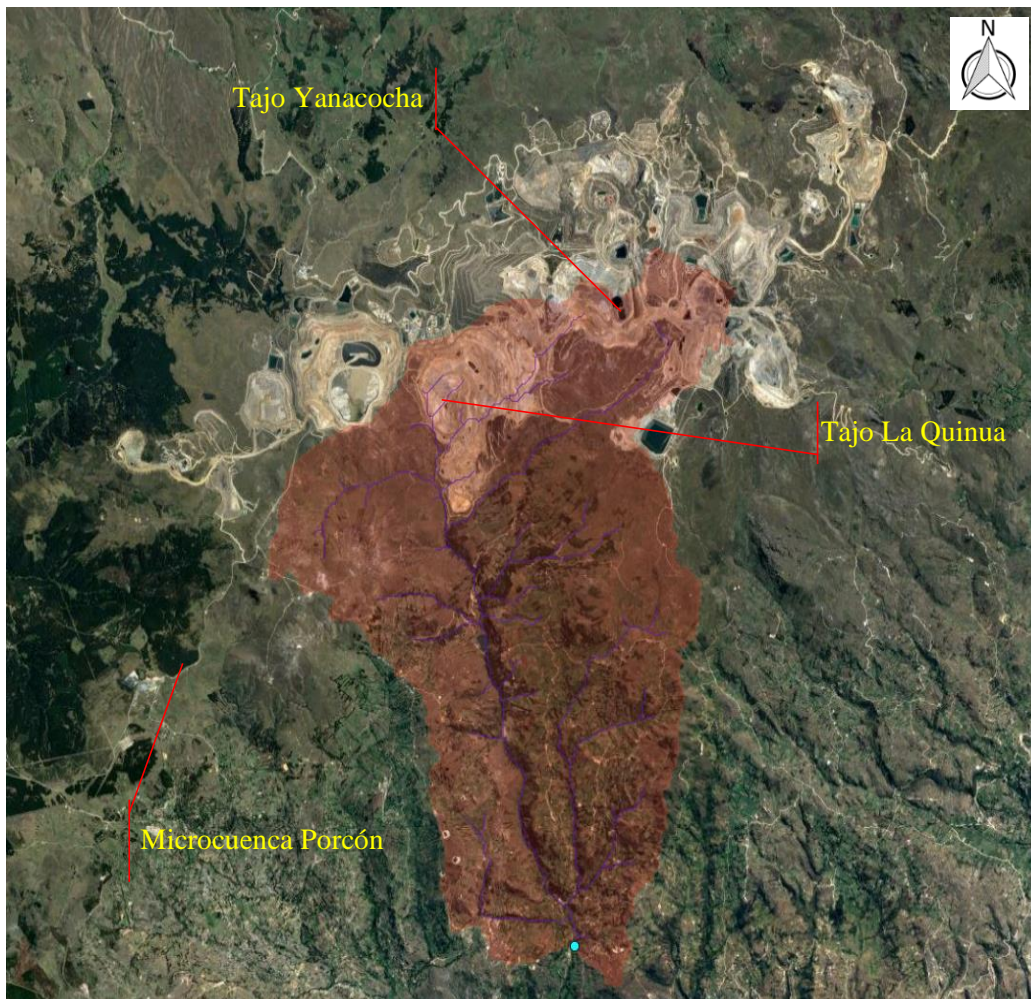


Figura 21. Degradación del suelo pate alta de la microcuenca “Grande”.

Fuente: (Earth Explore, 2017)

La Figura 22, muestra la parte alta Noreste de microcuenca “Grande” en estudio. Aquí se puede observar las principales áreas afectadas de la microcuenca “Grande”. El área de color verde indica el área natural no degradada, correspondiente a la microcuenca “Grande”. El área de color crema indica el área afectada por actividad minera, dentro de la microcuenca “Grande”. El área marrón, indica el área de operaciones mineras, vista desde una imagen satelital.

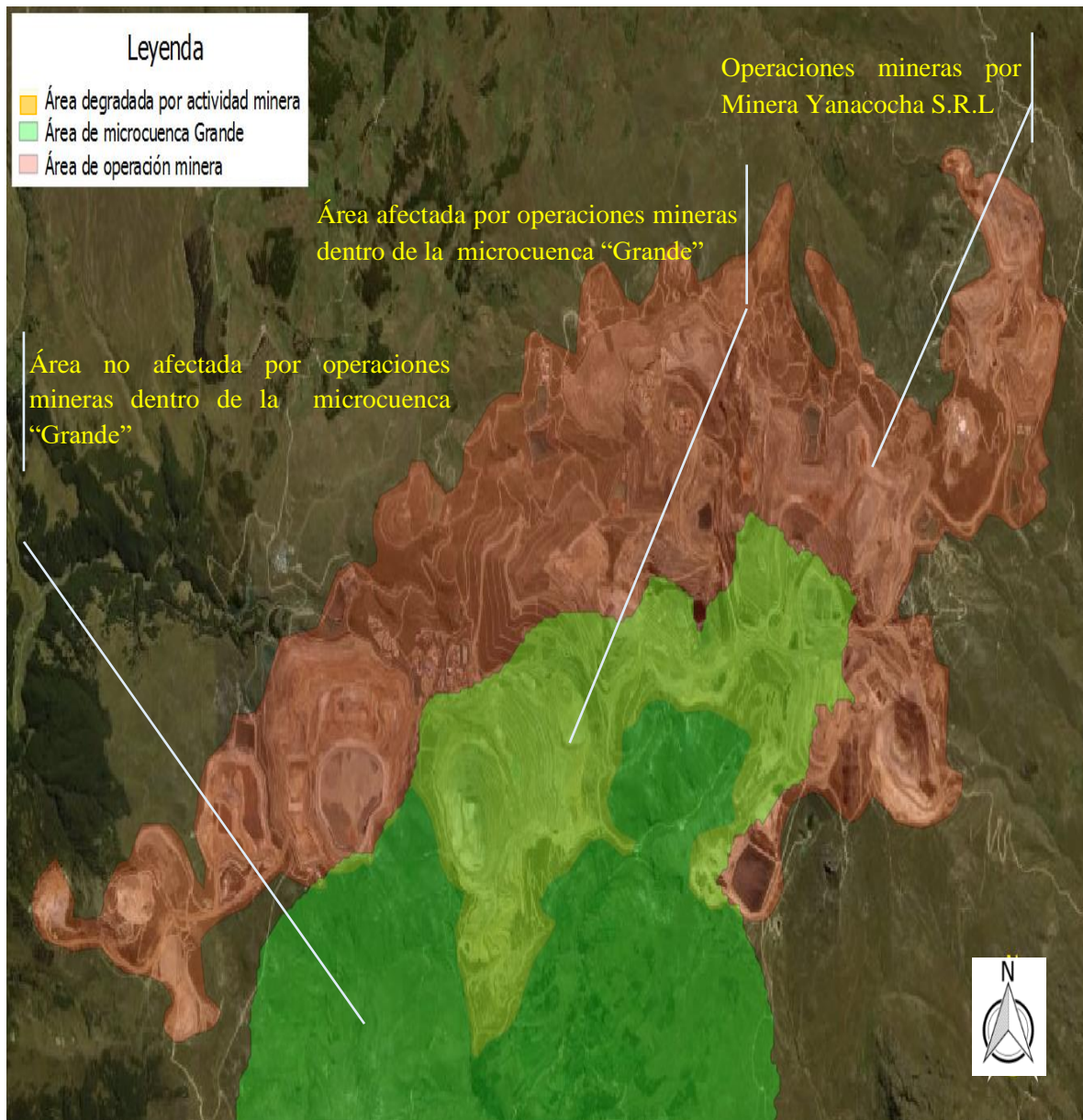


Figura 22. Degradación del suelo de la microcuenca “Grande”, parte alta

Fuente: (Earth Explore, 2017)

3.2.3 HIDROLOGÍA

La microcuenca “Grande”, presenta un medio físico de grandes elevaciones, comprendida entre 2996 msnm y 4100 msnm (Figura 17) característico de un medio de alta montaña. Con una precipitación anual de 1200 mm. La pendiente de ladera promedio de la microcuenca es de 17%. Sus cambios de geometría, está influenciada por la infiltración, afloramiento de flujo base, escorrentía superficial, vientos y de actividades antrópicas.. Sus aguas pertenecen a la vertiente del Atlántico, que conjuntamente con el río “Porcón”, desembocan en el río

“Mashcón”. Posteriormente estas aguas, aportan al río “Cajamarquino” y este al río “Marañón” y finalmente al caudaloso río Amazonas. Las aguas de este último río desembocan en el Océano Atlántico y mantienen ecosistemas fluviales Amazónicos.

RED HÍDRICA

El principal colector natural de las aguas de la microcuenca “Grande”, es el río “Grande”, algunos lo llaman río “Grande Mashcón” para no confundir con el río “Grande Chonta” de la cuenca del río Chonta. Pero, para efectos de la investigación, solo llamaremos río “Grande” por ser usado por la mayoría de instituciones (Minera Yanacocha SRL, Autoridad Nacional del Agua, etc.).

El patrón de drenaje para la microcuenca “Grande”, está definido por un conjunto de redes de quebradas, determinando que el patrón de drenaje es dendrítico (Figura 25). El orden del río “Grande” es cuatro, es decir, que sus quebradas presentan dos o más tributarios de orden dos o que presentan un solo tributario de orden uno. Este río, se caracteriza por presentar una corriente permanente o perenne según la definición de Reyes (1992), son perennes cuando todo el año su cauce circula agua y es recargado por aguas subterráneas, es decir, que la napa freática está por encima del lecho del río. La longitud del río “Grande”, desde el punto emisor (ubicado en la captación del “Río Grande”) hasta el dique “Río Grande”, tiene una longitud de 6,7 km, cuyas riveras se encuentran revestidas por vegetación de (eucaliptos, quishuares, alisos y pinos).

En la Figura 23, se muestra al relieve de la microcuenca en 3D, desarrollado en el software Qgis 2.18. En esta imagen se muestra la red de drenaje de la microcuenca “Grande”, así como la ubicación del dique “Río Grande”. Además, podemos identificar a través de colores la parte alta y baja de la microcuenca.

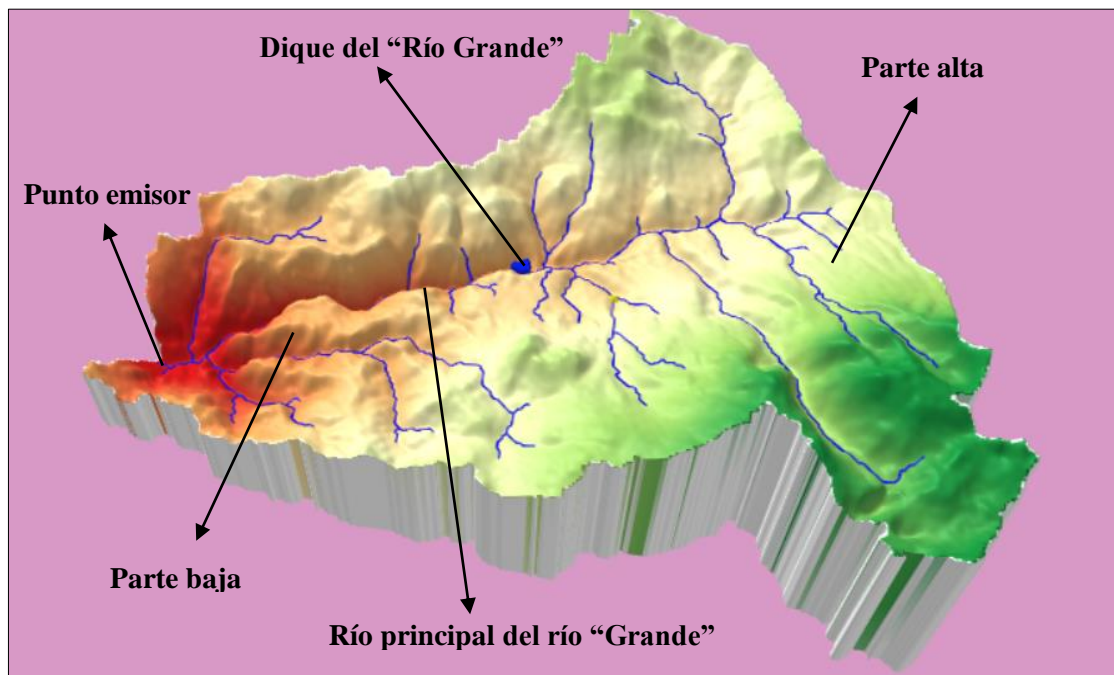
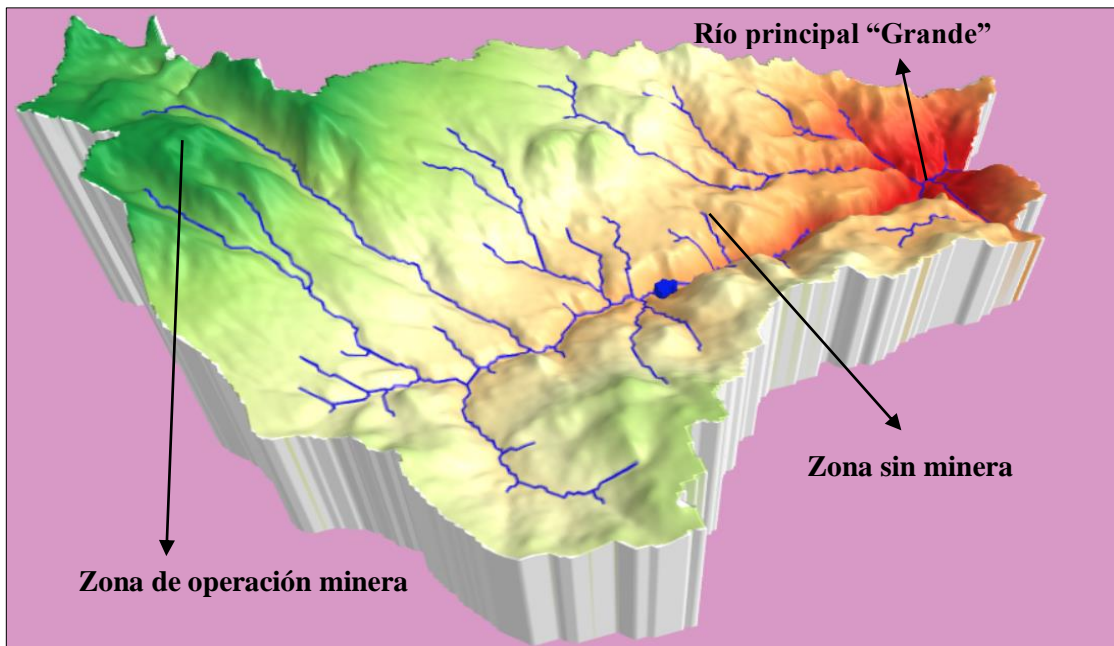


Figura 23. Modelo del relieve de la microcuenca "Grande".

En la Figura 24, se observa el tipo del patrón de drenaje de la microcuenca "Grande" con su respectiva numeración, determinando que la red hídrica de la microcuenca es de orden 4 y su patrón de drenaje es dendrítico. Además, se presenta las curvas a nivel, mostrando que el punto más alto de la microcuenca es de 4100 msnm (donde existe área de operación minera) y la parte más baja se encuentra a 2996 msnm (donde existe producción agrícola)

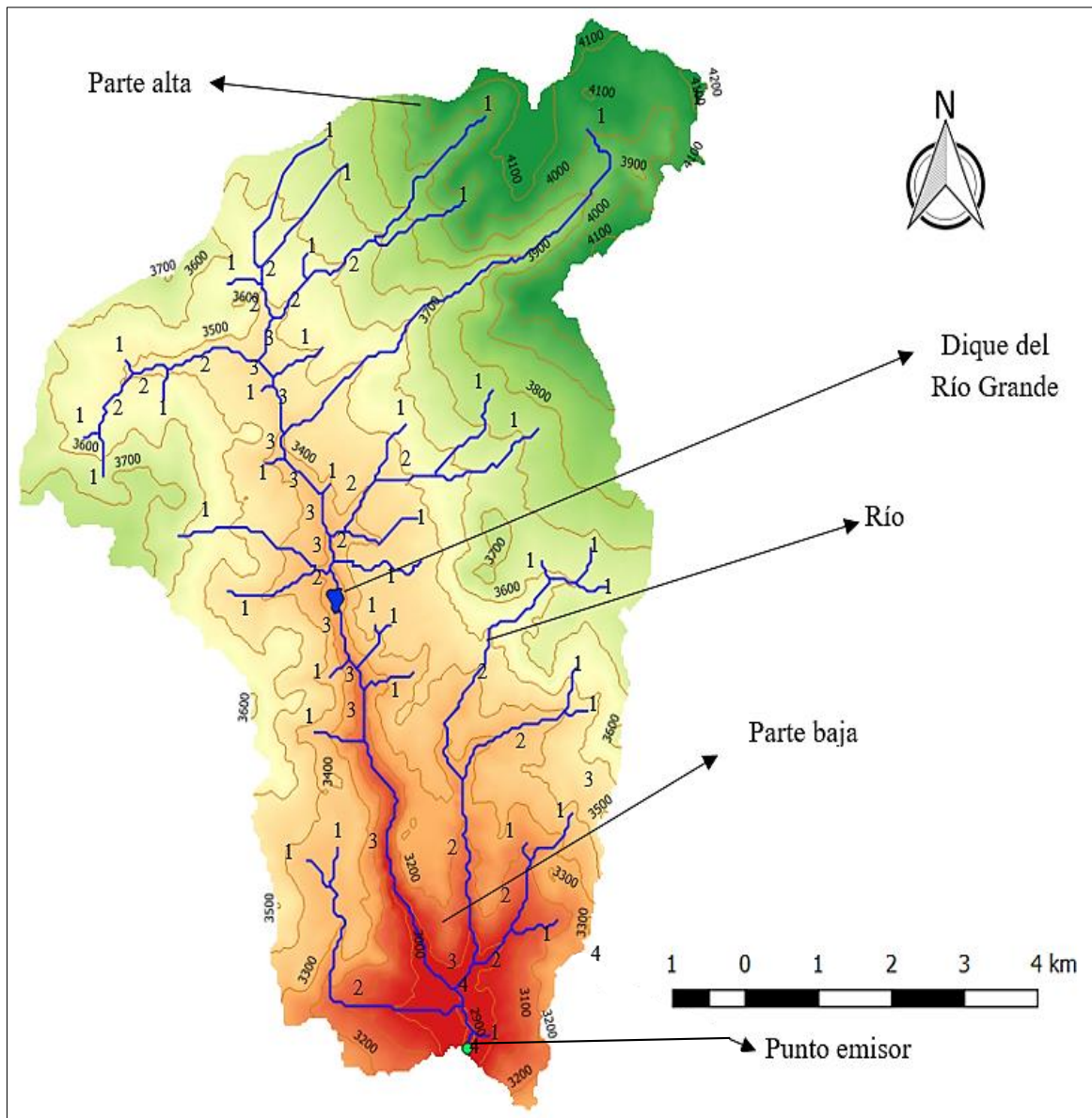


Figura 24. Orden de la microcuenca “Grande”.

De la Figura 25, podemos indicar que la red hídrica de la microcuenca “Grande” está formada por quebradas que brindan corriente afluente al río principal “Grande”, estas son: Qda Callejón, Qda Mun Yuden, Qda Encajón, Qda Corral blanco, Qda Coremayo, Qda de Vizcachayoc, Qda La piedra grande, Qda Suro I, Qda Suro, Qda Las torres, Qda La rata, Qda Puruay, Río “Grande”, Qda Arpa, Qda Llanomayo. Todos los mencionados cursos de agua, son aportantes del río principal “Grande”

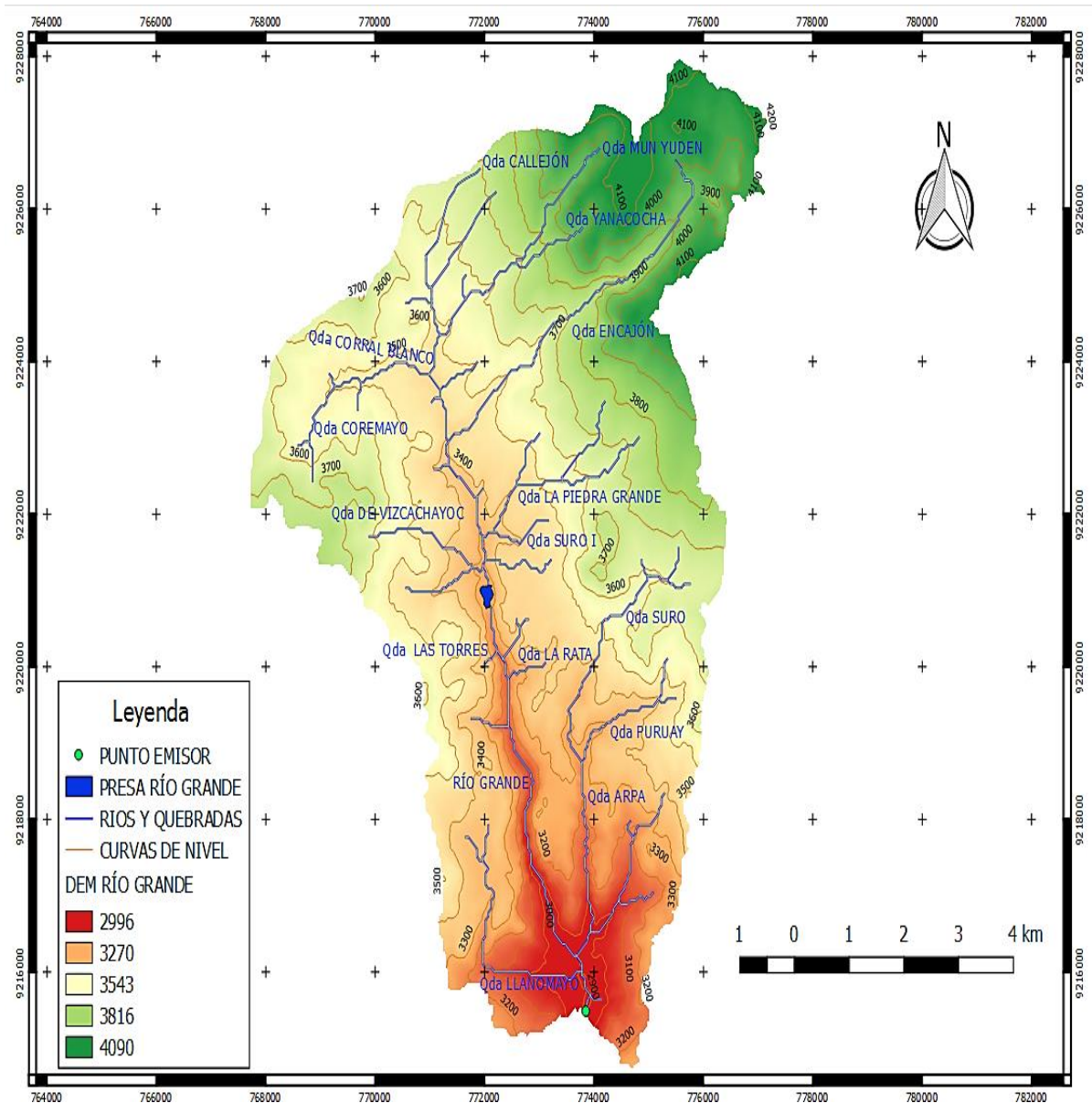


Figura 25. Distribución de la red hídrica de la microcuenca “Grande”.

RÍO GRANDE

Actualmente el río “Grande” nace de dos vertimientos DCP- 3 (Río Grande) y DCP-4 (quebrada el cajón) (Tabla 3), estas aguas son almacenadas en el dique río “Grande” (Figura 26) de propiedad de minera Yanacochoa (MYSRL). Se dice esto ya que la minera está comprometida a descargar 500 l/s hacia el cauce fluvial del río “Grande” para su posterior distribución aguas abajo de la microcuenca en estudio. La junta de usuarios del sector hidráulico menor del río “Mashcón” (JUSHMRM), es la encargada de hacer cumplir dicho compromiso, mediante visitas inopinadas. El último aforo en el río “Grande” fue realizado

en el dique de minera Yanacocha el día 7/11/2017 en presencia de JUSHMRM y las diferentes autoridades como la Autoridad Nacional del Agua (ANA), Autoridad Local del Agua-Cajamarca (ALA-C), Gobierno Regional (GORE), Municipalidad provincial de Cajamarca (MPC,) MYSRL, comisiones y directivos de la junta, determinado un caudal de 532 l/s.



Figura 26. Dique "Río Grande" de propiedad de minera Yanacocha. Visitada el 7/11/2017.

El río "Grande", es el río principal de salida de la microcuenca "Grande" a través de escorrentía directa (escorrentía superficial) y escorrentía indirecta (escorrentía subterránea) generado por la acción de precipitaciones (lluvias, granizos, neblina, rocíos etc.) sobre la superficie, influenciando en la recarga de acuíferos.

La Figura 27, muestra la situación actual (2017) del río "Grande", el cual ha sido afectado por un deslizamiento traslacional (es decir, la falla ha sido paralela a la pendiente) en la zona de Llushcapampa afectando al cauce del río, a cuatro casas y al puente Llushcapampa. Frente a esto las autoridades han dispuesto colocar un tubo de 18" de HDP para que las aguas del río "Grande" circulen normalmente y abastezca a la captación "Río Grande" de la Empresa Prestadora de Servicios de Agua y Saneamiento Cajamarca (EPS Sedacaj S.A), y a los canales de riego aguas abajo de la captación. El caudal aforado del río "Grande"

correspondiente al día 7/11/2017 aguas arriba del puente Llushcapampa mediante el equipo tipo OTT-MF pro utilizado por la junta de usuario del Mashcón fue de 564 L/s.



Figura 27. Deslizamiento en Llushcapampa, río "Grande". Visitada el 7/11/2017.

En la Figura 28, muestra la unión de las aguas del río "Grande" con las aguas del río "Porcón" para formar al río "Mashcón". El río "Porcón" presenta ausencia de caudal en su lecho fluvial en épocas de estiaje, mientras que el río "Grande" presenta caudal recesivo considerable.



Figura 28. Confluencia del río "Grande" hacia el río "Mashcón". Visitada el 6/9/2016

En la figura 29, se observa extracción de material de grava y canto rodado para construcción, parte baja de la microcuenca. Asimismo, en la Figura 29, aguas arriba de la captación “Río Grande”, se observa al cauce del río “Grande” en dos periodos marcados en épocas de lluvias y épocas de estiaje.



Figura 29. Lecho del río “Grande” parte baja de la microcuenca “Grande”.

El principal uso de sus aguas del río “Grande” es para uso poblacional, para el 70% de la ciudad de Cajamarca, estas aguas primero son captadas en la presa del río “Grande”. Posteriormente, estas aguas fluviales o circulantes son captadas aguas en la captación “Río Grande” de propiedad de la Empresa Prestadora de Servicios de Agua y Saneamiento Cajamarca (EPS Sedacaj S.A), para su posterior tratamiento y distribución de agua desde la planta de tratamiento “El Milagro”.

Considero que el régimen climático en la microcuenca “Grande”, juega un factor importante para mantener un régimen de caudal circulante constante en los cauces naturales, que apoyado en el relieve de la microcuenca, hacen un efecto regulador en los caudales superficiales, en la estructura de embalse del dique río “Grande” y en el almacenamiento subterráneos en la parte alta y baja de la microcuenca.

Yanacocha (2011), las aguas usadas para operaciones mineras y de vueltas a cauces superficiales pasan por un proceso de osmosis inverso, catalogadas como aguas de clase III. Donde gran parte de esas aguas tratadas son almacenadas en el dique “Río Grande” y distribuidas finalmente aguas abajo del dique “Río Grande”.

Tabla 3. Vertimiento de aguas residuales tratadas – Minera Yanacocha, 2010-2012

PUNTO DE CONTROL	DESTINO AGUA	RÉGIMEN	CUERPO RECEPTOR	COORD. ESTE	COORD. NORTE	VOLUMEN ANUAL (m ³)	CAUDAL (l/s)
DCP-3	Vertimiento	Continuo	Río “Grande”	770987	9225921	9486000	300,80
DCP-4	Vertimiento	Continuo	Qda. Encajón	774708	9225463	15810000	501,33

Fuente: RD N° 022 y 025 2010-ANA-DGCRH

Empresa Prestadora de Servicios de Agua y Saneamiento Cajamarca (EPS Sedacaj S.A), está autorizada a captar 200 l/s (0,2 m³/s) pero a la fecha viene captando solamente 150 l/s (0,150 m³/s) en la captación “Río Grande”, construida en el año de 1980 en la zona de Llushcapampa. Estas aguas son conducidas a través de tuberías de 12” hasta la planta de tratamiento de agua potable (PTAP) “El Milagro” para la producción de agua potable.

La red hídrica del río “Grande” conjuntamente con el río “Porcón” permite alimentar a las aguas del río “Mashcón”, el cual tiene un recorrido de 14 km. Según, Juan Valdivia Chávez (Presidente de la Junta de Usuarios del Río Mashcón) los beneficiados con el aporte de agua de estos río son los siguientes canales: Atumayo con caudal de 60 l/s, Llushcapampa con un caudal de 60 l/s, Las Vizcahas con un caudal de 20 l/s, Tres Molinos con una caudal de 100 l/s, El Ingenio con un caudal de 100 l/s, Huacariz con una caudal de 100 l/s, La Collpa con un caudal de 100 l/s y Cajamarcorco con un canal de 20 l/s.

La Figura 30, corresponde a una inspección realizada por la Junta de Usuarios del Sector Hidráulico Menor del río Mashcón, el 7/11/2017. En esta inspección se calculó el caudal de ingreso para la Eps Sedacaj S.A, la cual abastece a la planta de tratamiento “El Milagro”. A través de un sensor magnético, de tipo OTT-MF pro, se midió el caudal en el canal de ingreso de la Empresa Prestadora de Servicios de Agua y Saneamiento Cajamarca (EPS Sedacaj S.A), presentando un caudal es de 293 l/s.



Figura 30. Captación “Río Grande” de la Eps Sedacaj S.A. Visitada el 7/11/2017

3.2.4 METODOLOGÍA

La investigación utilizó información correspondiente a los meses de Mayo a Septiembre del período 2014-2016, meses en que la Provincia de Cajamarca específicamente en la microcuenca “Grande” (en la captación “Río Grande”) adquiere características propias de un período de estiaje, tal como: bajas o nulas precipitaciones y bajas de nivel de caudal del río. La investigación evaluó caudales de agotamiento o llamados también caudales recesivos (de origen subterráneo). Para ello es necesario realizar las siguientes etapas:

Mediante software libre como Qgis v 2.18, se hizo una delimitación de la microcuenca “Grande” (zona de estudio) mediante imágenes satelitales, obtenidos de la web de Earthexplorer. Se tomó información de aforo de caudales (m^3/s) diarios registrados por la estación hidrométrica de propiedad de Senamhi los cuales se almacenaron en el software libre Hydracces, esta información pasó por un proceso de análisis de consistencia para verificar que presente una información longitudinal libre de saltos o vacíos de información. Una vez realizada el análisis de consistencia, se procedió a identificar los meses de estiaje para los años 2014 - 2016 mediante el método propuesto por Lisney et al (1975) y usado en Chile en la investigación de Pizarro y Saavedra (1991). Los meses de estiaje identificados mediante este método, corresponden a los meses de Mayo a Septiembre. Utilizando el planteamiento modificado de Martínez (2004 citado en Balocchi, 2008) se asegura identificar a caudales recesivos a partir del tercer punto de quiebre de la curva de agotamiento del hidrograma de caudales observados.

A partir de caudales recesivos de la curva de recesiva del hidrograma de caudales del río “Grande” del periodo 2014-2016 observados, se determinaron coeficientes de agotamiento en intervalos diarios, obteniendo parámetros promedio del coeficiente de agotamiento (α) de los días de los meses de estiaje, utilizados en los diferentes modelos matemáticos (exponencial y potencial) planteados para generar caudales recesivos. Estos promedios, permitieron realizar la calibración a los modelos matemáticos (exponencial y potencial), para identificar al modelo que genere caudales recesivos más próximos a los caudales observados. Posteriormente, fueron analizados mediante indicadores estadísticos (Coeficiente de Determinación, Error Estándar de Estimación (EEE) Índice Willmott Modificado (IW) y Coeficiente de Nash-Sutcliffe modificado (NS)) y test estadístico, haciendo uso de los supuestos de normalidad, homogeneidad de varianza y de no auto correlación y una prueba estadística paramétrica de *T Student*. Esto permitió evaluar a los resultados de los modelos matemáticos exponencial y potencial, para determinar al modelo que estime caudales recesivos más aproximados a los caudales observados, y demostrar de esta manera la hipótesis planteada. Para la elaboración de la siguiente investigación se siguió la siguiente metodología.

3.2.4.1 ETAPA PRELIMINAR DE GABINETE

Para la presente investigación, se consideró buscar información relacionada a caudales recesivos en: Tesis y artículos científicos relacionadas a caudales recesivos, así como revisión de bibliografía especializada en hidrología en temas tales como: caudales recesivos, curva recesiva o de agotamiento, coeficiente de agotamiento y modelos matemáticos exponenciales, modelos potenciales para el mejor entendimiento y desarrollo de la investigación. Asimismo, se hizo uso internet como medio para la búsqueda de bibliografía especializada en temas de caudales recesivos.

3.2.4.2 VISITA DE CAMPO

Durante la investigación, se visitó zonas de la microcuenca “Grande”, tales como: captación del “Río Grande”, zonas de impacto minero y el dique “Río Grande” (Figura 15) de propiedad de minera Yanacocha. También, se visitó zonas de la parte alta, media y baja de la microcuenca “Grande”. A lo largo del recorrido se logró observar pequeños cauces (revestidos y sin revestir), quebradas y ríos, los cuales son aportadores directos de agua del

río “Grande”. Se observó cambios físicos de los suelos y la vegetación, producto de erosión por vientos y ausencias de lluvias. Asimismo, se observó el comportamiento del agua superficial y los afloramientos subterráneos laterales durante los meses de estiaje.

3.2.4.3 SELECCIÓN DE LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA

El río en estudio son las aguas del río “Grande”. El equipo que registra los caudales del río “Grande”, de las aguas de la parte alta de la microcuenca “Grande”, es la estación automática “Río Grande”, de propiedad de Senamhi (Servicio Nacional de meteorología e hidrología) adscrito al Ministerio del Ambiente. Ésta, se encuentra ubicada en la margen izquierda de la captación “Río Grande” de propiedad de la Empresa Prestadora de Servicios de Agua y Saneamiento Cajamarca (EPS Sedacaj S.A), (Figura 31), con las siguientes coordenadas geográficas; latitud 7° 5'26.94", longitud 78° 31' 15", y a una altitud de 2880 msnm. Se caracteriza por presentar un sensor piezómetro automático (medidor de niveles y caudales). Por lo que se decidió elegir dicha estación, como fuente de información de caudales del río “Grande” de la microcuenca “Grande”.

3.2.4.4 INFORMACIÓN DE CAUDALES OBSERVADOS

En la investigación, se utilizó información secundaria de caudales en m³/s, proporcionada por Senamhi. Esta institución registra caudales del río “Grande”, a través de su estación hidrométrica “Río Grande”. La información proporcionada comprende mediciones diarias de caudales en (m³/s) para el período 2014-2016. Esta información permitió generar hidrogramas de caudal, para la determinación del aporte de agua del río “Grande” en período de estiaje.

Para obtener los caudales observados o aforados circulantes del río “Grande”, se sumó el caudal promedio (150 l/s) que capta la Empresa Prestadora de Servicios de Agua y Saneamiento Cajamarca (EPS Sedacaj S.A), en la captación “Río Grande” a los caudales registrados por la estación hidrométrica “Río Grande” de propiedad de Senamhi.

Esto, debido a que el sensor de la estación hidrométrica “Río Grande” no registra el caudal de agua que capta la Empresa Prestadora de Servicios de Agua y Saneamiento Cajamarca (EPS Sedacaj S.A); ya que estas aguas son derivadas antes de ser registrado por la estación

hidrométrica “Río Grande”. Los caudales observados del río “Grande”, son obtenidos de la estación “Río Grande” de propiedad de Senamhi (Tabla 4), esta se encuentra a la margen izquierda de la captación “Río Grande” (Figura 31).

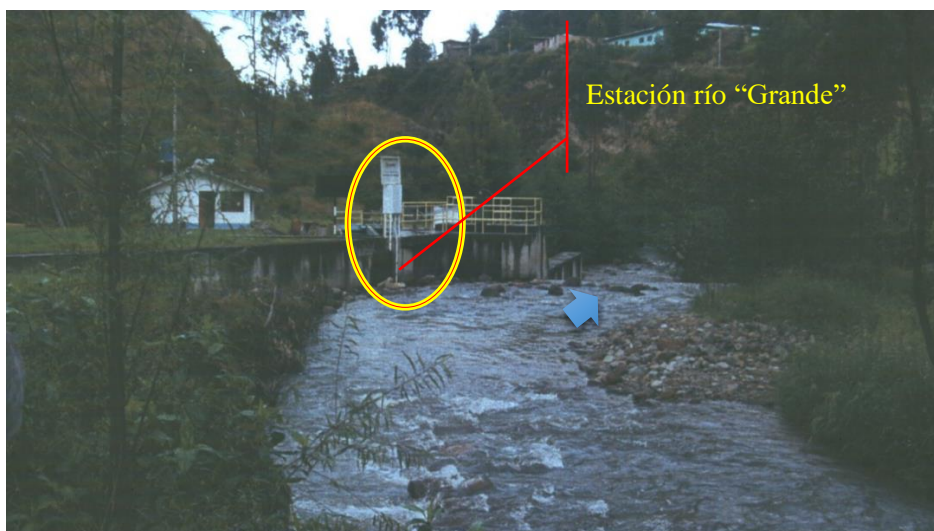


Figura 31. Captación río “Grande” de la EPS Sedacaj S.A. Visitada 13/01/2017

Fuente: (EPS Sedacaj S.A, 2014)

Tabla 4. Tabla de caudales medios mensuales (m^3/s) de la estación hidrométrica “Río Grande”.

Mes \ Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2014-2015	2,05	1,17	1,28	1,04	1,31	1,33	1,34	1,34	1,19	0,89	1,01	1,15
2015-2016	3,64	2,67	4,09	2,20	1,55	1,30	1,30	0,85	0,58	0,66	0,95	0,93
2016-2017	1,11	1,29	1,39	1,18	0,88	0,88	0,75	0,73	0,80	0,85	0,75	0,97

Fuente: Senamhi (2016)

a) COMPARACIÓN DE HIDROGRAMAS DE LAS MICROCUENCA “GRANDE” Y LA MICROCUENCA “TRES RÍOS”.

La Figura 32, representa a un hidrograma de caudales del río principal de la microcuenca “Grande” para un periodo de 2014-2016, los cuales son regulados por el dique “Río Grande”. En este gráfico podemos notar que son los meses de Enero a Marzo del año 2015 donde se registran los mayores caudales circulantes.

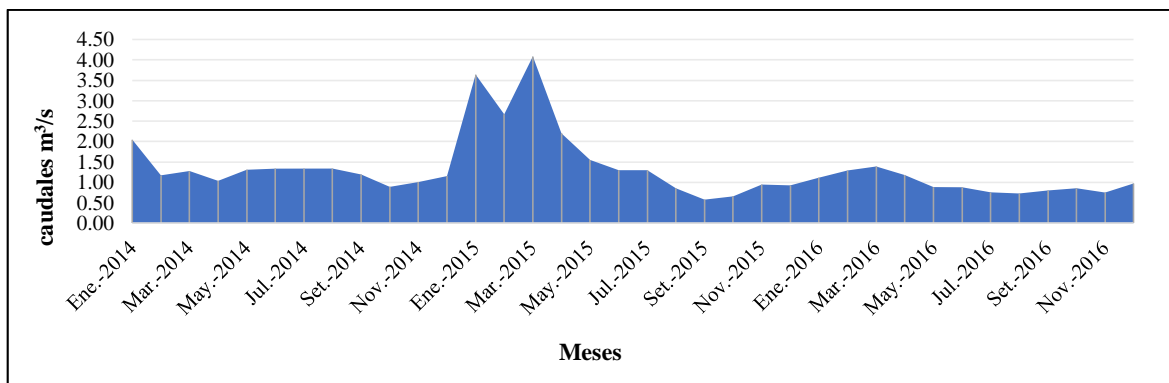


Figura 32. Hidrograma de caudales medios mensuales del río “Grande” del período 2014-2016, registrados por la estación hidrométrica “Río Grande” de propiedad de SENAMHI.

La Figura 33, representa al hidrograma del río “Tres Ríos” de la microcuenca “Tres Ríos” (Figura 34), la cual se caracteriza por no estar impactada por actividad minera en **cabecera de cuenca**¹ y no presentar diques que controlen el flujo de agua a nivel superficial.

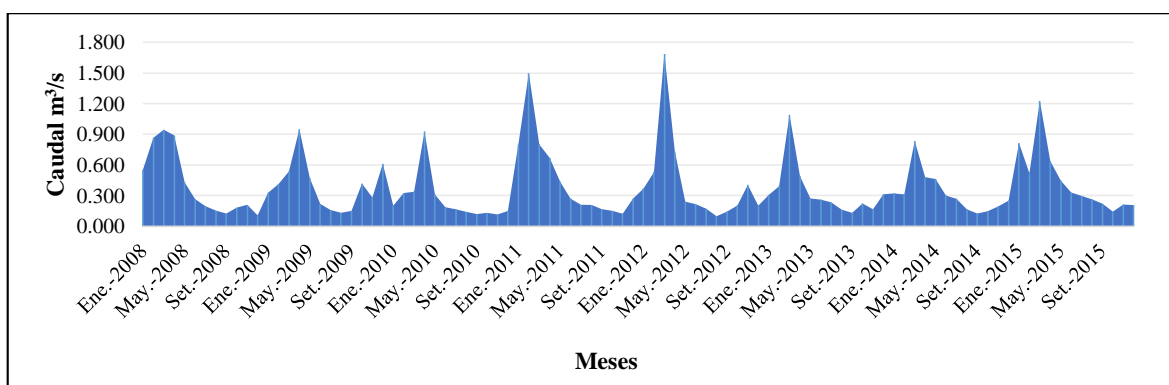


Figura 33. Hidrograma de caudales medios mensuales para el período 2008-2015, obtenidos de la estación hidrométrica “Ronquillo” de propiedad de la universidad nacional de Cajamarca.

Fuente: (Alvarez, 2016)

En las Figura 32 y Figura 33, se puede observar la variabilidad de las frecuencias de los caudales en ambos hidrogramas, deduciendo lo siguiente:

Que el hidrograma del río “Grande” (Figura 32), presenta frecuencias de caudales casi lineales, es decir, presenta caudales homogéneos. Asimismo, los caudales del río “Grande”, son dependientes de las lluvias que se generen en la parte alta de la microcuenca “Grande”

¹ Según Artículo 75 de la Ley 29338, Ley de Protección del Agua de la ley de los recursos hídricos, reconoce la vulnerabilidad de las cabeceras de cuencas como zonas donde se originan cursos de agua de una red hidrográfica.

y de las descargas de agua por parte de la empresa MYSRL. Dichas aguas son almacenadas en el dique “Río Grande”, ésta infraestructura hidráulica permite regular el caudal de salida hacia el cauce fluvial del río “Grande”, generando que los canales de riego en la parte baja de la microcuenca presenten una dependencia de la descarga agua de dicho dique.

Por otro lado, de la Figura 33 podemos observar que la variabilidad de las frecuencias de los caudales del hidrograma del río “Tres Ríos” está influenciado por caudales máximos generados en los meses de lluvia y por caudales recesivos propios de los meses de ausencia de lluvias. Además, se verifica que los caudales recesivos son independientes a las lluvias, ya que su principal alimentador son descargas de agua subterráneas llamado caudal base (afloramiento natural de agua subterráneo lateral).

3.2.4.5 PERÍODOS DE ESTIAJE PARA LOS AÑOS HIDROLÓGICOS 2014-2016

Se identificó los meses de estiaje, es decir, aquellos meses donde existe un régimen no influido, debido a la ausencia prolongada de lluvias, para los años 2014, 2015 y 2016. Se analizó hidrograma diarios, para identificar el punto de inicio de aguas subterráneas del período 2014 al 2016, correspondiente a meses de estiaje, siguiendo la metodología de Pizarro y Saavedra (1991). Según Pizarro (1993, citado por Balocchi, 2008), indica que al someter a logaritmos los caudales recesivos, estos posteriormente se graficarán con el tiempo, observándose que la curva de descenso adquiere una línea recta facilitando identificar los meses de régimen no influenciado. Se tomará al segundo punto de quiebre de los hidrogramas como inicio del agotamiento, posibilitando identificar al el período de estiaje para los años 2014-2016. Posteriormente, se determinó los caudales recesivos de la curva de agotamiento para el período de estiaje, identificados mediante el método propuesto por Martínez (2008 citado en Balocchi, 2008).

3.2.4.6 SELECCIÓN DE CAUDALES RECESIVOS EN LA CURVA DE AGOTAMIENTO PARA EL PERÍODO 2014-2016 DE LOS MESES DE ESTIAJE, A PARTIR DE HIDROGRAMAS DIARIO.

La construcción de hidrogramas fue a partir de caudales observados, registrado por la estación hidrométrica “Río Grande” de Senamhi. Estos hidrogramas permitieron determinar el comportamiento de las fluctuaciones del régimen de caudales del río principal “Grande”

de la microcuenca en estudio, para poder identificar caudales recesivos. Si bien es cierto el segundo punto de quiebre de la curva recesiva indica el inicio de descargas de origen subterráneo. Para la investigación, se usó el planteamiento modificado de Martínez (2004, citado por Balocchi, 2008), indicando que la circulación de aguas subterráneas en un cauce natural, es representado mejor a partir del tercer punto de quiebre de una curva recesiva de un hidrograma.

3.2.4.7 OBTENCIÓN DE COEFICIENTES DE AGOTAMIENTO

Identificados los límites del régimen no influenciado en la curva de agotamiento y con ello los caudales recesivos, para el período 2014-2016. Esta información sirvió como base de entrada para las variantes matemáticas o expresiones matemáticas (Fórmulas 10, 11, 12, 13, 14, 15), obtenidos a partir de logaritmos. Permitiendo calcular el coeficiente de agotamiento en función de del tiempo (horas) y caudales recesivos (m^3/s) tomados a partir del tercer punto de quiebre (Figura del 44 al 55) en intervalos de 24 horas de los días de estiaje de cada mes en régimen no influido del período 2014-2016. Este cálculo, permitió obtener el parámetro de coeficiente de agotamiento (α) para los días de los meses de estiaje de los años 2014-2016 (Tabla 6). Caro (2001), indica que los puntos de quiebre o de inflexión que definen a la curva recesiva o de agotamiento, permitieron determinar al coeficiente de agotamiento (α) mediante la selección de dos caudales distintos Q_0 (caudal inicial) y Q_f (caudal final) obtenidos de la curva recesiva para determinados tiempos (t). Posteriormente se reemplazaron en los modelos matemáticos planteados (exponencial y potencial), para finalmente despejar y obtener valores de coeficiente de agotamiento (α) en rangos máximos y mínimos.

3.2.4.8 CALIBRACIÓN DE MODELOS HIDROLÓGICOS

En esta parte de la metodología, se buscó ajustar el parámetro del coeficiente de agotamiento (α), mediante estimación de valores, lo que permitió generar caudales recesivos más próximos a los caudales observados (Q_f). Para calibrar se tomó en cuenta dos aspectos importantes: El primero, se estimó un coeficiente de agotamiento cercano a la tendencia promedio del coeficiente de agotamiento, ubicado entre los rangos máximos y mínimos de los coeficientes de agotamiento calculados para los días de estiaje de los meses en régimen no influido para el período 2014-2016. Y que al ser reemplazarlos en los modelos

matemáticos planteados (Fórmulas 2, 3, 4, 5, 6, 7), generaron caudales recesivos más próximos a los caudales observados, para el período 2014-2016. Segundo, se consideró a Balocchi (2008), quien indica que si el análisis se realiza diariamente y se tiene identificado el inicio del aporte de aguas subterráneas, la calibración para un lapso de 10 días (240 horas), se obtendrá buenos resultados de caudales recesivos.

3.2.4.9 CAUDALES GENERADOS

En la investigación se estimó seis coeficientes de agotamiento de tendencia promedio para reemplazarlos en los seis modelos matemáticos y así lograr encontrar al modelo matemático y el coeficiente de agotamiento que genere caudales recesivo (Q_b) más próximos a los caudales observados (Q_r). Posteriormente seleccionado el modelo matemático y el coeficiente de agotamiento se generan los caudales recesivos del río principal de la microcuenca “Grande” los cuales se ajusta mejor a los caudales observados. Asimismo, la información de entrada necesaria para la generación de caudales recesivos son: caudal observado en m^3/s , tiempo en horas así como coeficientes de agotamiento debidamente calibrados.

3.2.4.10 VALIDACIÓN ESTADÍSTICA

Para la validación de un modelo matemático para la microcuenca “Grande” se tuvo en cuenta lo siguiente: contar con una longitud de registro de 49 datos, para ello se realizó evaluaciones de los indicadores estadísticos tales como: Coeficiente de Determinación, Error Estándar de Estimación (EEE) Índice Willmott Modificado (IW) y Coeficiente de Nash-Sutcliffe modificado (NS) y una prueba de estadística de T Student.

A) ANÁLISIS ESTADÍSTICO MEDIANTE INDICADORES ESTADÍSTICOS

A.1.- COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN (R^2)

La Fórmula 8, ayudó a explicar la variación o comportamiento de los resultados, teniendo en cuenta que los valores cercanos a uno representan un buen ajuste entre las muestras de caudales observados y los caudales generados; es decir, que existe una buena correlación. Mientras que valores cercanos a 0 representarían ausencia de correlación. Asimismo, esto

permitió determinar el porcentaje de variación existente entre los caudales observados y los generados.

A.2.-ERROR ESTÁNDAR DE ESTIMACIÓN (EEE)

El EEE permitió observar la disparidad promedio entre caudales observados y caudales generados, para ello se utilizó la Fórmula 9. Para este análisis, se tuvo en cuenta que los valores cercanos a cero representan una buena descripción entre las muestras de caudales observados y los generados, y que valores mayores a 0 no presentarían una buena descripción entre ambas muestras.

A.3.- ÍNDICE WILLMOTT MODIFICADO (IW)

Para determinar este índice se utilizó Fórmula 10, esto permitió determinar la proporción de la variación total entre los caudales observados (variable independiente) y los caudales generados (variable dependiente).

A.4.- COEFICIENTE DE NASH-SUTCLIFFE MODIFICADO (NS)

Fórmula 11 determinó este coeficiente, permitiendo determinar la existencia de una estrecha relación de variación entre los caudales observados y caudales generados. Teniendo en cuenta que si el resultado de este coeficiente se aproxima a 1, esto indicaría un ajuste perfecto entre los caudales observados y los caudales generados.

B) TEST ESTADÍSTICO

Para determinar la prueba estadístico a usar, previamente se realizó un análisis estadístico o test estadístico con la ayuda del software IBM SPSS v.24. A continuación se muestra el proceso de análisis.

B.1.- PRUEBA DE SUPUESTO DE NORMALIDAD

En esta etapa se evaluó las muestras para determinar si presentan una distribución normal mediante el programa IBM SPSS v.24. Para esta evaluación se estableció lo siguiente:

1. Se redactó hipótesis.

Hipótesis nula: Los caudales observados y generados presentan una distribución normal. (Se utilizó pruebas paramétricas para realizar análisis estadístico)

Hipótesis Alternativa: Los caudales observados y generados no presentan una distribución normal (se utilizó pruebas no paramétricas para realizar el análisis estadístico).

2. Se definió el nivel de significancia (β) igual a 0,05.

3. Calculó P-valor (P-valor, es un valor de significancia que arroja el programa IBM SPSS v.24 para ser contrastado con el nivel significancia planteado (0,05), y dependerá de este contraste el aceptar o rechazar uno de las hipótesis planteadas.

4. Se seleccionó un tipo de prueba que puede ser:

-Prueba paramétrica.

-Prueba no paramétrica.

B.2.- PRUEBA DE HOMOGENEIDAD DE VARIANZAS

En esta etapa se determinó la homogeneidad de varianzas, planteando las siguientes hipótesis:

Hipótesis nula, H_0 : Los caudales observados y generados presentan homogeneidad de varianzas. Sí P-Valor $> \beta$, entonces se acepta la hipótesis nula. ($\sigma^2 = \sigma^2$)

Hipótesis alternativa, H_1 : Los caudales observados y generados presentan diferencias de varianzas. Sí P-Valor $< \beta$, entonces se acepta la hipótesis Alternativa. ($\sigma^2 \neq \sigma^2$)

Posteriormente, esta prueba se evaluó mediante un contraste entre el valor del nivel de significancia (β) y el P-Valor obtenido del programa IBM SPSS v.24 mediante la prueba de Levene. Este contraste, determinó la igualdad de varianzas y permitió aceptar o rechazar las hipótesis planteadas.

B.3.- SUPUESTO DE NO AUTO CORRELACIÓN

Este supuesto indica que no existe auto correlación entre las perturbaciones o residuos (se llama residuo a la diferencia entre la muestra observada y la muestra generada) de una serie observada en el tiempo. Los residuos, son importantes para el análisis de regresión, este nos indica la exactitud del pronóstico. Para ello, se usó el estadístico de Durbin-Watson cuyo

rango oscila entre 0 y 4 (Tabla 5). Este supuesto, se determinó mediante el programa IBM SPSS v.24, y se contrastó con los valores de la Tabla 5. Para ello se plantearon las siguientes hipótesis:

Hipótesis Nula, H_0 : No existe auto correlación entre los caudales observados y generados. Sí DW son cercanos a dos o están ente el rango de 1,25 ó 2,5, entonces se acepta la hipótesis nula y se rechaza la hipótesis alternativa.

Hipótesis Alternativa, H_1 : Existe auto correlación entre caudales observados y generados. Sí DW es mayor que dos o igual a acero, entonces se acepta la hipótesis alternativa y se rechaza la hipótesis nula

Tabla 5. Rango de valores de Durbin-Watson.

Rango	Valor de Durbin-Watson (DW)
DW=4	Auto correlación negativa.
DW=0	Auto correlación positiva.
DW=2	No existe auto correlación.

Fuente: (Arranz y Zamora, 2015)

C) PRUEBA DE T STUDENT

Al cumplir el Test Estadístico, se usó la prueba paramétrica de T Student, la cual me permitió comparar la media de dos muestras relacionadas y determinar si existen diferencias significativas entre muestras observadas (caudales observados) con respecto a muestras generadas (caudales generados). Para esto, se utilizó el software estadístico IBM SPSS v.24. Este software permitió realizar la prueba estadística T Student, arrojando un nivel de significación (P-Valor) como verificador de hipótesis. Para esta evaluación se estableció lo siguiente:

1 Se redactó hipótesis.

Hipótesis nula: H_0 : no hay diferencias entre la media de las frecuencias de las muestras observadas y generadas. $x_n = y_n$

Hipótesis Alternativa: H_1 : hay diferencias entre la media de las frecuencias de las muestras observadas y generadas. $x_n \neq y_n$

2 Se determinó la media de las muestras relacionadas.

- 3 Se definió el nivel de significancia (0,05).
- 4 Se calculó el P-valor (P-valor, es un valor de significancia que arroja el programa IBM SPSS v.24 para ser contrastado con el nivel significancia planteado, de este contraste dependerá el aceptar o rechazar las hipótesis planteadas.

3.2.4.11 APORTE DE AGUA DEL RÍO “GRANDE”

Para cuantificar el aporte de agua del río “Grande” expresados en MMC (millones de metros cúbico), primero se calculó los caudales a partir de las Fórmulas 2, 3, 4, 5, 6, 7. Estos caudales generados, son sometidos a un análisis directo mediante pruebas estadísticas. Posteriormente, al modelo matemático que presentase mejores resultados estadísticos, se aplicó un proceso matemático de integración para obtener el volumen de almacenamiento del río “Grande” (V) y determinar el aporte de agua del río “Grande”. Para su cálculo se utilizó datos de entrada, tales como: caudales recesivos generados Q_b , coeficiente de agotamiento (α) debidamente calibrado y un lapso de tiempo de 24 horas, con ello es posible calcular dicho aporte.

Manteniendo la condición hidrología de un régimen no influido y el periodo de estiaje definido en la zona de estudio, es posible cuantificar el volumen de almacenamiento. Según Custodio y Llamas (1996), indica que si conocemos Q_0 (caudal inicial de la curva de agotamiento) y el valor de coeficiente de agotamiento (α), es posible determinar el volumen de almacenamiento de agua subterránea en un determinado momento t_0 (horas, días). Para convertir volúmenes en unidades de m^3 a unidades de MMC, a partir de un caudal en m^3/s . Estos serán multiplicados por 3600 segundos, ya que la determinación del coeficiente de agotamiento se usó tiempos en horas y se dividió entre 1 millón (10^6) para obtener así millones de metros cúbicos (MMC).

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 RESULTADOS

A continuación se presentan resultados siguiendo la metodología señalada anteriormente.

4.1.1 INFORMACIÓN DE CAUDALES OBSERVADOS

La investigación analizó el régimen de caudales circulantes (caudales observados) del río principal de la microcuenca “Grande” en períodos de estiaje. Para ello Senamhi da la validación de la información de caudales en m^3/s , es decir, información con continuidad, longitud de registro y sin saltos, para el período 2014-2016.

4.1.2 IDENTIFICACIÓN DE LOS MESES DE ESTIAJE EN LA MICROCUENCA “GRANDE” PARA LOS AÑOS HIDROLÓGICOS 2014-2016.

Para la identificación de los meses de estiaje primero se realizó dos comparaciones basados en su régimen de caudales; el primero basados en la Figura 32, el cual demuestra la homogeneidad del régimen de caudales del río “Grande”, sabiendo que recibe descargas de agua del dique “Rio Grande” de propiedad de Yanacocha S.R.L (Tabla 3). Y el segundo, basado en la Figura 33, el cual demuestra la variabilidad en las fluctuaciones del régimen de caudales del río “Tres Ríos” de la microcuenca “Tres ríos” (Ronquillo). Demostrando la acción reguladora por parte del dique “Río Grande” hacia el río “Grande”. Conociendo el régimen del río “Grande” a través de un hidrograma, se identificó los meses de estiajes siguiendo el método propuesto por Lisney et al (1975) y desarrollado por Pizarro y Saavedra (1991). Con esta metodología se logró la linealidad u horizontalidad de los caudales recesivos (Figuras 39, Figuras 41, Figuras 43) para los años 2014-2016, permitiendo identificar los meses de estiaje de la microcuenca “Grande”, el cual comprende los meses de Mayo - Septiembre. Estableciendo que el dique “Río Grande” actúa como un alimentador artificial de los acuíferos subterráneos de la parte baja de la microcuenca en estudio. Esto se evidencia con la presencia de abundante vegetación aguas abajo de la presa, en épocas de estiaje, siendo el acuífero libre quien recibiría más recarga de dichas aguas.

4.1.3 SELECCIÓN DE CAUDALES RECESIVOS EN LA CURVA DE AGOTAMIENTO PARA EL PERÍODO 2014-2016 DE LOS MESES DE ESTIAJE, A PARTIR DE HIDROGRAMAS DIARIO.

Se seleccionó caudales recesivos, los cuales están vinculados con los caudales mínimos, según al nuevo “**Planteamiento Modificado**” de Martínez (2004 citado en Balocchi, 2008) indicando que los mejores ajustes para generar caudales recesivos es a partir del tercer punto de quiebre, los cuales también representan descargas de aguas de origen netamente subterráneo. En la Tabla 13, se muestra 49 caudales que representan a caudales recesivos de los meses de estiaje para el período 2014-2016, elegidos según al nuevo “**Planteamiento Modificado**” de Martínez (2004). A partir de estos caudales se obtuvieron los coeficientes de agotamiento máximos y mínimos de los períodos de estiaje, para cada modelo matemático exponencial y potencial (Tabla 6).

4.1.4 PARÁMETRO DE COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO

Tabla 6. Coeficientes de agotamientos, para el período 2014 - 2016 en estiaje.

Fórmula	(α) hr ⁻¹	Valor
$\alpha_1 = \frac{\text{Log}(Q_b) - \text{Log}(Q_0)}{-t \cdot \text{Log}(e)}$	Máximo	0,022
	Mínimo	0,0004
	Promedio	0,004
$\alpha_2 = \frac{\text{Log}(Q_b) - \text{Log}(Q_0)}{-2 \cdot \sqrt{t} \cdot \text{Log}(e)}$	Máximo	0,027
	Mínimo	0,001
	Promedio	0,007
$\alpha_3 = \frac{\text{Log}(Q_b) - \text{Log}(Q_0)}{-2^{-1} \cdot t^2 \cdot \text{Log}(e)}$	Máximo	0,0009
	Mínimo	0,00003
	Promedio	0,0003
$\alpha_4 = \frac{\text{Log}(Q_b) - \text{Log}(Q_0)}{-3 \cdot \sqrt[3]{t} \cdot \text{Log}(e)}$	Máximo	0,062
	Mínimo	0,001
	Promedio	0,011
$\alpha_5 = [(\frac{Q_0}{Q_b})^{0.5} - 1] \cdot t^{-1}$	Máximo	0,013
	Mínimo	0,0002
	Promedio	0,002
$\alpha_6 = \frac{Q_b}{Q_0 \cdot t}$	Máximo	0,0409
	Mínimo	0,0056
	Promedio	0,032

La Tabla 6, muestra los coeficientes de agotamientos máximos, mínimos y promedio obtenidos mediante las formulas presentadas en el apéndice A. Los promedios de coeficientes de agotamiento, representan la tendencia promedio del coeficiente de agotamiento a los largo de la curva de agotamiento. Su variabilidad, como la disminución del coeficiente de agotamiento, está en función del incremento del tiempo en estiaje, Balocchi (2008), indica que este fenómeno es debido a que al aumentar el tiempo de ajuste, la pendiente de la curva de agotamiento disminuye entre el primer punto de inflexión y el último punto de inflexión.

De la Tabla 6, podemos obtener información de eventos climáticos propia del río “Grande” de la microcuenca “Grande”, tales como:

-Se observan valores mínimos tales como $0,00003 \text{ hr}^{-1}$, $0,0009 \text{ hr}^{-1}$ y $0,0002 \text{ hr}^{-1}$ estos, son valores atípicos de un régimen no influido, indicando la existencia de un medio influenciado por una distribución de precipitaciones local dentro de la microcuenca “Grande” o por una precipitación cercana. Además, estaría indicando la presencia de aportes de aguas de cuencas aledañas (flujos locales o flujos regionales) presentándose en canales, quebradas y ríos.

-Según Liñán (2005), los valores de coeficiente de agotamiento de orden 10^{-3} , que relacionándolos con los valores $0,002 \text{ hr}^{-1}$ y $0,007 \text{ hr}^{-1}$ indicarían que los caudales circulantes del río “Grande” presentan un agotamiento lento, debido a la influencia de diferentes precipitaciones u otras fuentes de recarga al cauce. Si bien es cierto, el río “Grande” es regulado en gran medida por el dique Grande, aguas debajo de esta estructura, el caudal circulante recesivo está influenciado por descargas laterales de flujo base, lo cual representan caudales adicionales al caudal del río “Grande”, es decir, es un río efluente. De esta manera, el caudal del río “Grande” no se agota rápidamente y presenta un régimen continuo, manteniendo humedad en las tablas freáticas.

De la tabla 6, se muestra los valores de $0,011 \text{ hr}^{-1}$ obtenido de la Fórmula 13 y el valor de $0,032 \text{ hr}^{-1}$ obtenido de la Fórmula 15, ambos valores indicarían que el caudal circulante de aguas subterránea en los meses de estiaje se vacía muy rápidamente. Estos valores elevados corroboran lo dicho por Pulido (1979), estableciendo que valores altos de coeficiente de agotamiento indicarían que el agua subterránea va disminuyendo progresivamente, observándose en la curva de descenso de un hidrograma tramos con tendencia a la

horizontalidad. Además, indicaría una permeabilidad elevada y una gradiente hidráulica brusca a lo largo del río.

4.1.5 CALIBRACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO EXPONENCIAL Y POTENCIAL A PARTIR DEL TERCER PUNTO DE INFLEXIÓN.

Tabla 7. Coeficientes de agotamiento calibrados, para simular caudales recesivos con modelos exponenciales y potenciales en el período 2014 - 2016 en estiaje.

Modelo Matemático	α (hr ⁻¹)
$Q_1 = Q_0 e^{-\alpha.t}$	0,003
$Q_2 = Q_0 e^{-2\alpha.\sqrt{t}}$	0,006
$Q_3 = Q_0 e^{-\alpha.t^2.2^{-1}}$	0,0001
$Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha.\sqrt[3]{t}}$	0,007
$Q_5 = Q_0 (1 + \alpha.t)^{-2}$	0,001
$Q_6 = Q_0.\alpha.t$	0,02

De la Tabla 7, se determinó que los coeficientes de agotamiento para los períodos de estiaje de los años 2014-2016 son diferentes de cero, asegurando que en todas las curvas de descenso para los años 2014 y 2016 presentan caudales recesivos, es decir, se encuentran en un régimen no influido. Según la recomendación de Balocchi (2008), señala que generando caudales recesivos en un lapso de 240 horas (10 días) se asegura mejor la estimación de caudales recesivos. Esta recomendación se aplicó para las seis modelo matemáticos, Q1, Q2, Q3, Q4, Q5, Q6, los cuales están en función del tiempo, el número de neper y del coeficiente de agotamiento. Obteniendo que el modelo matemático Q4 con un coeficiente de agotamiento de 0,007 hr⁻¹, genere caudales recesivos o de agotamiento subestimados más próximos a los caudales observados (Figura 34), seguidos de la ecuación Q2 con un coeficiente de agotamiento de 0,006 hr⁻¹. Pero es el modelo matemático potencial Q6 con un coeficiente de agotamiento de 0,02 hr⁻¹ y un tiempo de 240 hr⁻¹ el cual generó caudales sobreestimados a los caudales observados (Figura 34).

Asimismo, según Cirugeda (1985 citado por Balocchi, 2004), un modelo matemático exponencial se ajustan mejor a terrenos poco permeables. En esta investigación se establece que el modelo que mejor genera caudales recesivos es de tipo exponencial de la forma

$Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha\sqrt{t}}$, por lo cual establezco que el terreno de la microcuenca “Grande” es un terreno poco permeable.

4.1.6 CAUDALES GENERADOS

En la Figura 34, se hace una comparación entre los caudales generados a partir de los seis modelos matemáticos potenciales y exponenciales y los caudales observados del río “Grande”. De la Figura 34, podemos observar que el modelo matemático exponencial de la forma $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha\sqrt{t}}$ genera caudales recesivos subestimados, próximos a los caudales observados. Después del modelo matemático Q_4 , el modelo matemático exponencial de la forma $Q_2 = Q_0 e^{-2\alpha\sqrt{t}}$, obtiene caudales recesivos subestimados cercanos a los caudales observados, Además, de la Figura 34 se observa que el modelo matemático potencial Q_6 de la forma $Q_6 = Q_0 \alpha t$ generan caudales recesivos sobreestimados a los caudales observados.

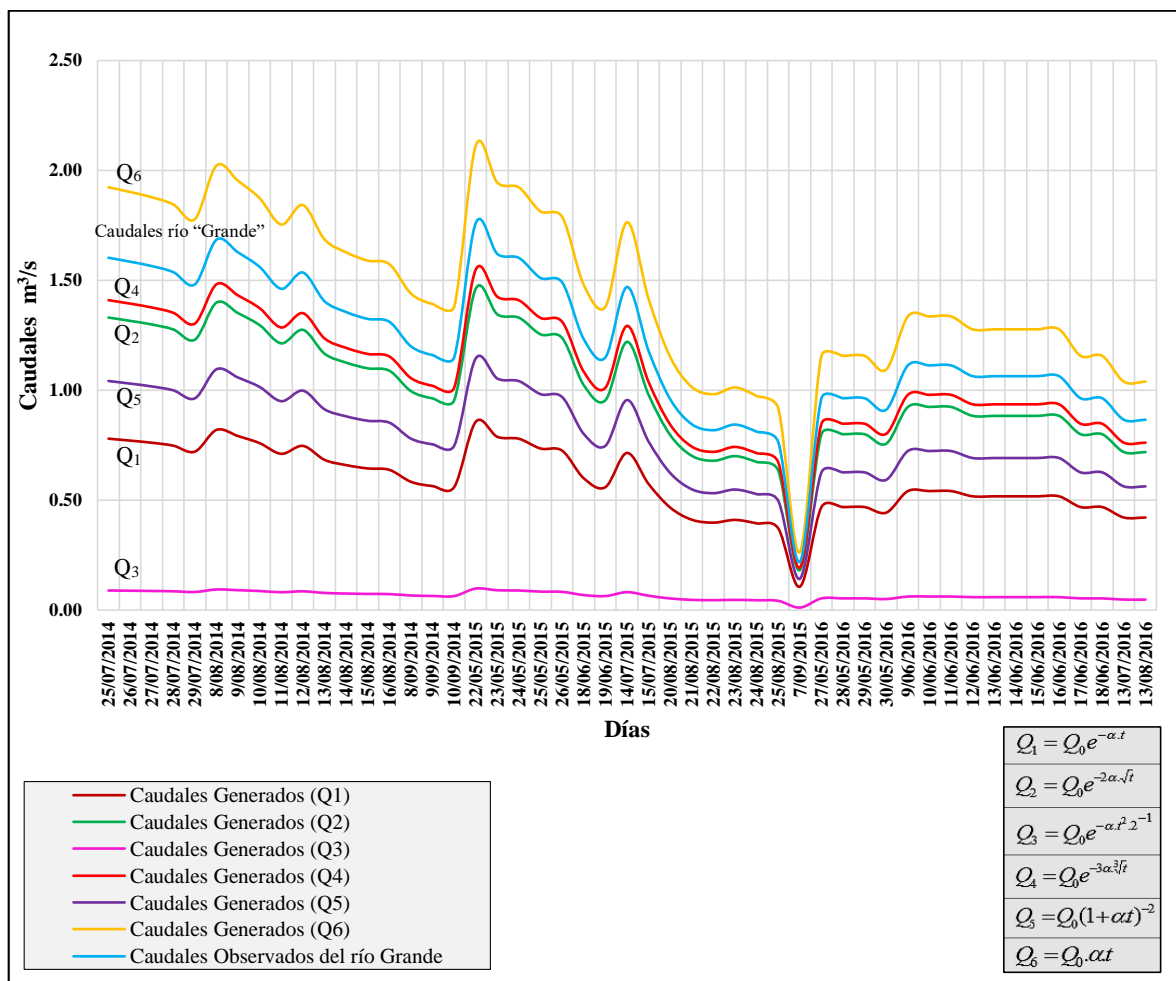


Figura 34. Comparación entre caudales observados y caudales generados.

4.1.7 VALIDACIÓN ESTADÍSTICA

A) ANÁLISIS MEDIANTE INDICADORES ESTADÍSTICOS.

Tabla 8. Resumen general de los indicadores estadísticos, Coeficientes de Determinación (R^2), Error Estándar de Estimación (EEE), Índice de Willmott Modificado (IWM) y Nash - Sutcliffe (NS).

Modelo Matemático	R^2	EEE	IWM	NS
$Q_1 = Q_0 e^{-\alpha.t}$	0	0,66	0,30	0
$Q_2 = Q_0 e^{-2\alpha.\sqrt{t}}$	0,40	0,25	0,62	0,23
$Q_3 = Q_0 e^{-\alpha.t^2.2^{-1}}$	0	1,19	0,19	0
$Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha.\sqrt[3]{t}}$	0,61	0,21	0,73	0,50
$Q_5 = Q_0(1+\alpha.t)^{-2}$	0	0,46	0,39	0
$Q_6 = Q_0.\alpha.t$	0,14	0,29	0,57	0

Para verificar acertadamente la calidad y confiabilidad de la información que generan los modelos matemáticos, se siguió la recomendación de Núñez (2005), el cual indica que se deben usar otros indicadores estadísticos, ya que el coeficiente de determinación (R^2) presenta falencias. En la Tabla 8, se verificó estadísticamente que el modelo matemático de la forma $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha.\sqrt[3]{t}}$ generó los mejores resultados estadísticos, estos son: Coeficiente de Determinación (R^2) es de 0,61, es decir, que el modelo exponencial explica con un 61 % a los caudales observados. El Error Estándar de Estimación (EEE) es de 0,21 el cual se aproxima a cero, lo cual indica que el modelo hace una buena descripción entre los caudales observados y generados. Índice de Willmott Modificado (IWM) es de 0,73, es decir, que un 73% de la variabilidad de la aportación generada estaría siendo explicada. Coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) es de 0,50, este valor es mayor que cero y cercano a 1, por tanto, indica que el modelo exponencial explica en un 50 % a los caudales observados. Los indicadores estadísticos tales como: Coeficiente de Determinación (R^2), Índice de Willmott Modificado (IWM) y el Coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) demostraron que el modelo matemático Q_4 explica más de un 50% a los caudales observados, aceptando por tanto al modelo matemático

exponencial de la forma $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha\sqrt[3]{t}}$ como modelo generador de caudales recesivos del río “Grande”. El segundo modelo que obtuvo mejores resultados es de la forma $Q_2 = Q_0 e^{-2\alpha\sqrt{t}}$.

B) TEST ESTADÍSTICO

Realizado el proceso de calibración y el análisis estadístico mediante indicadores estadísticos, se procedió a seleccionar la prueba estadística; para ello se evaluó los caudales observados y generados, determinando que la prueba estadística es de tipo paramétrica, optando por la prueba de T Student. Para este cálculo estadístico se realizó el siguiente:

b.1 Prueba de supuesto de normalidad.

Para esta prueba se utilizó el software estadístico IBM-SPSS v.24. En el análisis se comprobó que ambas muestras de caudales (generado y observados), presentan una distribución normal. Para su análisis se planteó un nivel de confianza del 95 %, un nivel de significancia (β) de (0,05) y un nivel de significancia (P-Valor) como verificador de hipótesis, para ello se plantearon las siguientes hipótesis.

Hipótesis nula, H_0 : Los caudales observados y generadas presentan una distribución normal. Sí P-valor $> \beta$, entonces se acepta la hipótesis nula. Por tanto, se utiliza pruebas paramétricas para el análisis estadístico.

Hipótesis alternativa, H_1 : Los caudales observados y generados no presentan una distribución normal. Sí P-valor $< \beta$, entonces se acepta la hipótesis nula. Por tanto, se utiliza pruebas no paramétricas para el análisis estadístico.

Tabla 9. Supuesto de normalidad con el Software IBM SPSS v.24

Variable Numérica	Kolmogorov-Smirnov	
	Muestra	P-Valor
Caudales de crecidas observadas	49	0,076
Caudales de crecidas mediante modelado exponencial. $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha\sqrt[3]{t}}$	49	0,077

De la Tabla 9, se observa que los valores de (P-valor) obtenidos a través de la prueba de Kolmogorov-Smirnov del Software IBM SPSS v.24, son mayores al nivel de significancia $\beta = 0,05$ planteado. Por tanto, los datos de caudal provienen de una distribución normal, por

ello se determinó utilizar una prueba paramétrica, al aceptar la hipótesis nula y rechazar la hipótesis alternativa.

b.2 Prueba de homogeneidad de varianzas

En esta fase se evaluó la homogeneidad de varianzas de las muestras mediante el software IBM SPSS v.24. Además, se planteó un nivel de significancia (β) de 0,05. Para ello se redactó las siguientes hipótesis.

Hipótesis nula, H_0 : Los caudales observados y generados presentan homogeneidad de varianzas. Sí $P\text{-Valor} > \beta$, entonces se acepta la hipótesis nula.

Hipótesis alternativa, H_1 : Los caudales observados y generados presenta diferencias de varianzas. Sí $P\text{-Valor} < \beta$, entonces se acepta la hipótesis alternativa.

Mediante el programa IBM SPSS v.24, se realizó la prueba de Levene para la igualdad de varianzas, obteniendo como resultado un P-Valor en el software, esto permitió rechazar o aceptar las hipótesis planteadas. Por tanto, P-Valor es igual a **0,318** el cual es mayor a 0,05. Por ende indicamos que existe una homogeneidad de varianzas. Aceptando la hipótesis nula.

b.3 Supuesto de no auto correlación

Se plantean a continuación dos hipótesis para poder comprobar la existencia de no autocorrección. Para esta evaluación se utilizó el estadístico de Durbin-Watson (**DW**)

Hipótesis nula, H_0 : Los caudales observados y generados presentan no auto correlación. Sí **DW** es igual o cercano a 2, entonces se acepta la hipótesis nula por lo contrario se acepta la hipótesis alternativa.

Hipótesis alternativa, H_1 : Los caudales observados y generados presentan auto correlación. Sí **DW** es igual a cero o mayor a 2, entonces se acepta la hipótesis alternativa.

Con el programa IBM SPSS v.24, se realizó la prueba de Durbin-Watson (**DW**) para determinar la correlación de residuos, obteniendo como resultado un valor de **DW =2.5**, el cual está dentro del rango de 1,5 a 2,5 según la Tabla 6. Por tanto, se acepta la hipótesis nula.

A través de indicadores estadísticos se establece que el modelo matemático exponencial de la forma $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt[3]{t}}$ representa a los caudales recesivos del río “Grande”. Posteriormente, se procedió con la última prueba estadística. Para ello, primero se determinó si los datos son paramétricos o no paramétricos (Tabla 9). Para ello, mediante Test Estadísticos se determinó que las muestras se distribuyen normalmente. Además, para la elección de la prueba estadística se cumplió con lo siguiente: que el estudio sea longitudinal, presente medidas fijas (dos medidas, una antes y otra después) y que la variable aleatoria (caudal recesivo) sea numérica. Por tanto, se optó por usar la prueba T Student la cual es calculada en el programa IBM SPSS v.24.

C) PRUEBA DE T STUDENT

Para aplicar la prueba de T Student, una condición principal, es que ambos grupos de comparación presenten normalidad. En el análisis estadístico se comprobó que los caudales estudiados, presentan una distribución normal, por lo cual se eligió la prueba de T Student. Según Alvarez (2016), la prueba paramétrica de T Student, permite comparar la media de las muestras relacionadas entre sí. Para el análisis de esta prueba se utilizó el software estadístico IBM-SPSS v.24, el cual genera un nivel de significancia (P-Valor) como verificador de hipótesis. Este valor (P-Valor), se comparó con el nivel de significancia 0.05 planteado, para aceptar o rechazar hipótesis. Esta prueba permitió observar las diferencias significativas entre las medias de los datos observados y los datos generados, para ello planteamos las siguientes dos hipótesis.

Hipótesis nula, H_0 : No hay diferencias entre la media de las frecuencias de las muestras observadas y modeladas. Sí, $P\text{-Valor} > \beta$ entonces se acepta la hipótesis nula.

Hipótesis alternativa, H_1 : Hay diferencias entre la media de las frecuencias de las muestras observadas y modeladas. Sí, $P\text{-Valor} < \beta$ entonces se acepta la hipótesis alternativa.

Mediante la estimación de P-Valor, a través del programa IBM SPSS v.24 con la prueba de T Student para muestras relacionadas. Se obtuvo que el valor de P-Valor es de 0,00. Este valor no necesariamente es cero, pues representa un decimal. Por tanto, como P-valor es

menor que 0,05 entonces se acepta la hipótesis alternativa, es decir, existe una diferencia significativa en la medias de los caudales observados y generados.

Por tanto se corrobora la disminución en la media de los caudales generados con respecto a los caudales observados, es decir, el caudal medio diario observado para los meses de estiaje registrado por la estación hidrométrica de Senamhi es de 1,202 m³/s. y el caudal medio diario generado por el modelado exponencial $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt[3]{t}}$ es de 1,058 m³/s. obteniendo una diferencia entre las medias de 0,144 m³/s y demostrando que los caudales generados son subestimados. Según Caro (2001), indica que una subestimación de caudales es más beneficiosa que una sobre estimación de caudales, ya que permite, planificar racionalmente el uso del caudal de un cauce en meses de estiaje.

A pesar de existir una diferencia significativa en las medias, obtenida a partir de la prueba de T Student, los indicadores estadísticos dan la mayor confiabilidad de validación en general, al modelo exponencial de la forma $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt[3]{t}}$. Comprobando de esta manera que la hipótesis planteada por el estudio, es decir, que el aporte de agua del río principal llamado “Grande” de la microcuenca “Grande”, se determinó con el caudal recesivo de su cauce principal, mediante modelamiento matemático, en período de estiaje 2014-2016.

4.1.8 APORTE DE AGUA DE LA MICROCUENCA RÍO “GRANDE”

Tabla 10. Aporte de agua en promedio diario del volumen del río “Grande” en período de estiaje par el período 2014-2016.

Año	Promedio diario de Volumen del río “Grande” en MMC	Promedio diario de Volumen generado del río “Grande” en MMC	Promedio diario de Volumen generado para la EPS Sedacaj S.A en MMC
2014	6,179	5,820	0,642
2015	4,889	4,605	0,642
2016	4,313	4,062	0,642
Promedio	5,127	4,829	0,642

De la Tabla 10, se observa que el año 2014, se obtuvo un promedio diario de 5,820 MMC de volumen del río “Grande”. Para el año 2015 se obtuvo un promedio diario de volumen

del río “Grande” de 4,605 MMC. Mientras que para el año 2016, el promedio diario de volumen del río “Grande” es de 4,062 MMC, determinando de esta manera que en el año 2014 respecto a los meses de estiaje se registró un mayor volumen respecto a los años 2015 y 2016. Los promedios diarios de volumen generados del río “Grande” están expresados en millones de metros cúbicos (MMC) y se obtuvieron a partir de los caudales recesivos generados del río “Grande” (Tabla 13). Asimismo, de la Tabla 10 se observa que el promedio diario de volumen generado para la EPS Sedacaj S.A con un caudal de captación de 0.150 m³/s, según la información de los boletines publicados por la empresa EPS Sedacaj S.A, se obtuvo un volumen de 0,642 MMC.

Finalmente, de la Tabla 10 podemos observar que los volúmenes promedio generados para los años 2014, 2015 y 2016, se obtuvieron a partir de la expresión matemática $V = Q_0 \cdot t^{2/3} \cdot \alpha^{-1}$, obtenida mediante integración a partir del modelo matemático $Q_t = Q_0 \cdot e^{-3\alpha \cdot \sqrt[3]{t}}$. Asimismo, se determinó que el promedio de volumen del río “Grande” para los meses de estiaje, obtenido a partir de caudales generados, es de 4,829 MMC. Mientras que el volumen de agua del río “Grande” para los meses de estiaje, obtenido a partir de caudales observados, es de 5,127 MMC. Obteniendo una diferencia de 0,298 MMC.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- a) El punto de inicio del aporte de agua subterránea en su río principal “Grande” de la microcuenca “Grande”, inicia en el mes de Mayo al presentar en el medio un régimen no influido.
- b) El coeficiente de agotamiento para el río principal “Grande” de la microcuenca “Grande” es de $0,007 \text{ hr}^{-1}$.
- c) Se usaron seis modelos matemáticos exponenciales tales como $Q_1 = Q_0 e^{-\alpha t}$, $Q_2 = Q_0 e^{-2\alpha \sqrt{t}}$, $Q_3 = Q_0 e^{-\alpha t^2 \cdot 2^{-1}}$, $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt[3]{t}}$, y potenciales como: $Q_5 = Q_0 (1 + \alpha t)^{-2}$, $Q_6 = Q_0 \cdot \alpha t$. Finalmente, de acuerdo a los resultados de las pruebas estadísticas de Error Estándar de Estimación (EEE), Índice de Willmott Modificado (IW), Coeficiente de Nash-Sutcliffe Modificado (NS) y la prueba de T Student, se validó al modelo matemático exponencial de la forma $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt[3]{t}}$ el cual obtuvo los mejores resultados estadísticos. El modelo potencial de la forma $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt[3]{t}}$ estimó caudales de recesivos sub estimados próximos a los aportes de agua del río “Grande” observados en períodos de estiaje.
- d) El aporte de agua del río “Grande” en la captación “Río Grande” según el caudal recesivo para los años hidrológicos 2014-2016, mediante la integración del modelo exponencial $Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt[3]{t}}$, obtuvo un volumen medio diario de 4,829 MMC.

5.2 RECOMENDACIONES

- a) Aplicar los modelos matemáticos empleados en el presente estudio a cuencas con similares características, para poder realizar la comparación de sus resultados.
- b) Comparar los modelos matemáticos determinísticos planteados en la presente investigación, con modelos estocásticos y comparar sus resultados.
- c) Utilizar información de estaciones hidrométricas que presenten caudales diarios.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

-LIBROS

1. Fattorelli, S y Fernandez, P. C. (2011). *Diseño Hidrológico* España: WASA-GN.
2. Maillet, E. (1905). *D'Hydraulique*. París, Francia: Librairie Scientifique.
3. Linsley, R.K., Kholer M.A., y Paulus, J.L.H. (1988). *Hidrología para ingenieros*. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.

-LINKOLOGÍA

1. Faustino, J. y Jiménez, F. (2000). *Manejo de Cuencas Hidrográficas*.
Recuperado de
http://repositorio.bibliotecaorton.catie.ac.cr/bitstream/handle/11554/8431/Manejo_de_cuencas_hidrograficas.pdf?sequence=1&isAllowed=y
2. Liñán, C. (2005). *Hidrogeología de acuíferos carbonatados en la unidad Yunquera-Nieves (Málaga)*.
Recuperado de
https://books.google.com.pe/books?id=-VLAQJtct3gC&hl=es&source=gbs_navlinks_s
3. Ordoñez G, J. J. (2011). *Balance hídrico superficial*.
Recuperado de
http://www.gwp.org/Global/GWPSAm_Files/Publicaciones/Varios/Balance_Hidrico.pdf
4. Pizarro, R. M., y Saavedra, J. L. (1991). Predicción de caudales recesivos mediante modelos matemáticos. Universidad de Talca, Chile.
Recuperado de
http://universum.otalca.cl/contenido/index91/Manuel_Roberto_Pizarro_Jose_Luis_Saavedra.pdf
5. Pulido, A. (1979). *Contribución al conocimiento de la hidrogeología del prebético nororiental (provincias de Valencia y Alicante)*. Recuperado de
<https://books.google.com.pe/books?id=fETbK0NU3oC&printsec=frontcover&hl=es#v=onepage&q&f=false>
6. Villarroya, F. (2006). *Apuntes de hidrología*. 2016.
Recuperado

<http://www.doccity.com/es/hidrogeologia-apuntes-ingenieria-civil/175510/>

7. Organización De Las Naciones Unidas Para La Alimentación Y La Agricultura. (2013). *Afrontar la escasez de agua Un marco de acción para la agricultura y la seguridad alimentaria*.

Recuperado de

<http://www.fao.org/3/a-i3015s.pdf>

8. Yanacocha (2011). *Gestión del Agua en Yanacocha: cuidados, controles y generación de Activos Ambientales*.

Recuperado de

<http://www.yanacocha.com.pe/wpcontent/uploads/Folleto-Gesti%C3%B3n-del-Agua-en-Yanacocha.pdf>

9. Sedacaj (2013). Programa de inversión Eps Sedacaj S.A 2012-2013.

Recuperado de

<http://www.sedacaj.com.pe/transparencia/otros/f02.pdf>

-ARTÍCULOS EN REVISTAS DE WEB

1. Almeida, D.V. (2016). (2016, 24 Febrero). *Assessing mining impacts on hydrological systems and water distribution in the Cajamarca region, Peru*. Water International.

Recuperado de

<http://dx.doi.org/10.1080/02508060.2016.1159077>

2. Gómez, S y Guzmán, J (2011). (2011, Diciembre). *Separación de flujo base en la cuenca superior del río Lebrija*. Revista de la Facultad de Ingeniería Antioquia.

Recuperado de

<http://www.redalyc.org/pdf/430/43023590005.pdf>

3. Smakhtin, V U. (2001). (2001, 10 January). *Low flow hydrology: a review*. Journal of hydrology. Journal of hydrology.

Recuperado de

<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169400003401>

TESIS DE WEB

1. Alvarado, M. G. y Naranjo, J. F. (2012). *Diseño del subdrenaje vial en la vía la Tranca-Tambo viejo de 3.6 km*. Tesis Ingeniero Civil, Universidad de Cuenca, Ecuador.

Recuperado de

- <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/761/1/ti888.pdf>
2. Alvarez, C.D. (2010). *Influencia de la Cobertura del Bosque Nativo en la Generación de Escorrentía en el Sur de Chile: Estudio Comparativo de Microcuencas*. Tesis Maestro en Ciencias, Chile.
Recuperado de
www.cybertesis.uchile.cl/tesis/uchile/2010/cf-alvarez_cg/pdfAmont/cf-alvarez_cg.pdf
 3. Balocchi, F J. (2008). *Modelación de caudales recesivos para períodos estivales en la cuenca del Estero Upeo, Región del Maule*. Tesis Ingeniero Forestal, Chile.
Recuperado de
http://eias.utralca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/tesis_de_grado/balocchi_f_modelacion_de_caudales_recesivos_para_periodos_estivales_en_la_cuenca_del_estero_upeo.pdf
 4. Caro, J A. (2001). *Modelación de caudales recesivos para la cuenca del río Purapel, estación Nirivilo*. Tesis Ingeniero Forestal, Chile.
Recuperado de
http://eias.utralca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/tesis_de_grado/caro_dumas.pdf
 5. Castillo, E.A. (2015). *Modelación de caudales recesivos para la cuenca del río Maipo, región metropolitana y la cuenca del río Biobío, región del Biobío, Chile*. Tesis ingeniero Forestal, Chile.
Recuperado de
http://ctha.utralca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/tesis_de_grado/2015_tesis_edgar_castillo.pdf
 6. Guzmán, F.J. (1994). *Modelación matemática de caudales recesivos para la cuenca del río Achibueno, Estación La Recova*. Tesis Licenciado en ciencias forestales, Chile.
Recuperado de
http://eias.utralca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/tesis_de_grado/MEMORIA%20JUAN%20GUZMAN.pdf
 7. Arciniega, S. (2015). *Análisis y modelación de curvas de recesión en zonas áridas y semiáridas de México*. Tesis Maestro en ingeniería, México.
Recuperado de
<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/8513>
 8. Nuñez, M.E. (2005). *Propuesta y análisis de modelos matemáticos para la estimación de caudales recesivos en la cuenca del río Lontué, estación estero Upeo en Upeo, VII región del Maule, Chile*. Tesis Ingeniero Forestal, Chile.
Recuperado de

http://ctha.otalca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/tesis_de_grado/MEMORIA%20MARGARITA%20NUNEZ.pdf

9. Soto, M. H. (2001). *Calibración de dos modelos de simulación integral de cuenca, para la hoya hidrográfica del río Purapel, Estación Nirivilo*. Título de Ingeniero Forestal, Chile.

Recuperado de

http://ctha.otalca.cl/Docs/pdf/Publicaciones/tesis_de_grado/soto.pdf

10. Vera, D. I. (2010). *Estudio de comparación entre coeficientes de escorrentía en cuencas experimentales del sur de Chile*. Tesis ingeniero Civil, Chile.

Recuperado de

<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2010/bmfciv473e/doc/bmfciv473e.pdf>

-TESIS FÍSICAS

1. Alvarez, J. I. (2016). *Aporte de Agua en la Captación en el Ronquillo-Cajamarca, Según el Caudal Recesivo para los Años Hidrológicos 2008-2015*. Título de Ingeniero Hidráulico. Universidad Nacional de Cajamarca, Perú.

APÉNDICE

Apéndice A. Fórmulas de coeficiente de agotamiento mediante los modelos exponenciales y potenciales.

Coefficiente de agotamiento, obtenido a partir de la Fórmula 2

$$\alpha_1 = \frac{\text{Log}Q_b - \text{Log}Q_0}{-t.\text{Log}e} \quad 10$$

Coefficiente de agotamiento, obtenido a partir de la Fórmula 3

$$\alpha_2 = \frac{\text{Log}Q_b - \text{Log}Q_0}{-2.\sqrt{t}.\text{Log}e} \quad 11$$

Coefficiente de agotamiento, obtenido a partir de la Fórmula 4

$$\alpha_3 = \frac{\text{Log}Q_b - \text{Log}Q_0}{-2^{-1}.t^2.\text{Log}e} \quad 12$$

Coefficiente de agotamiento obtenido a partir de la Fórmula 5

$$\alpha_4 = \frac{\text{Log}Q_b - \text{Log}Q_0}{-3.\sqrt[3]{t}.\text{Log}e} \quad 13$$

Coefficiente de agotamiento obtenido a partir de la Fórmula 6

$$\alpha_5 = \left[\left(\frac{Q_0}{Q_b} \right)^{0.5} - 1 \right] t^{-1} \quad 14$$

Coefficiente de agotamiento obtenido a partir de la Fórmula 7

$$\alpha_6 = \frac{Q_b}{Q_0.t} \quad 15$$

Apéndice B. Prueba de supuesto de normalidad

La Figura 35, muestra que la parte central de ambas figuras presentan una mayor distribución acumulada. En segundo lugar, la distribución es simétrica. Por tanto, decimos que las variables numéricas (caudales observados y generados) por separado muestran una distribución normal.

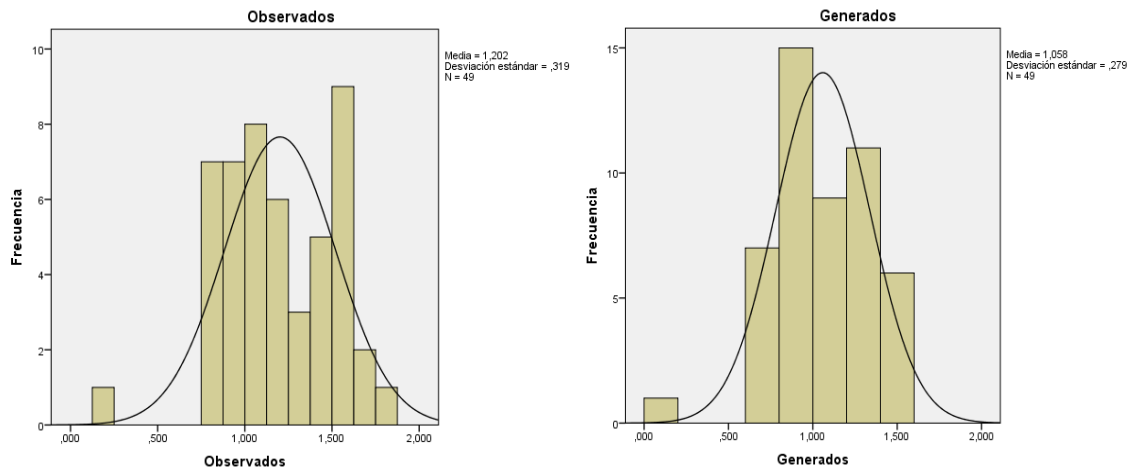


Figura 35. Histogramas de dos muestras diferentes (caudales observados y generados) para determinar su distribución normal.

Fuente: IBM SPSS v.24

De la Figura 36, se puede observar que los valores de caudales observados y generados representados por puntos, se encuentran agrupados alrededor de la diagonal y no se encuentran alineados sobre la diagonal.

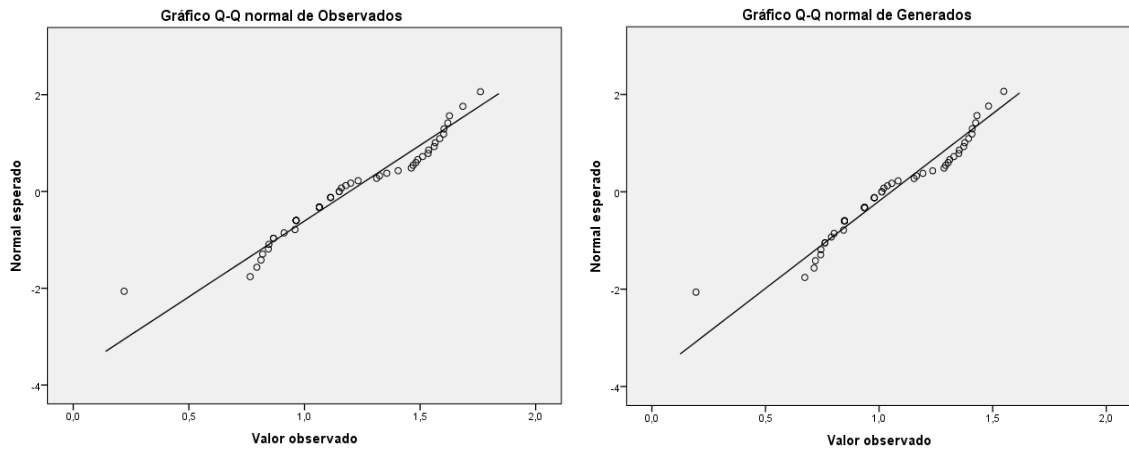


Figura 36. Gráfico de normalidad para la variable numérica de caudales observados y generados.

Fuente: IBM SPSS v.24

Apéndice C. Prueba de homogeneidad de varianzas

En la Figura 37, se realizó una comparación de dos grupos (caudales generados y caudales observados), determinando que la variabilidad de un grupo es igual y no distinta al otro grupo. Para ello, se proyectó la línea de las cajas de un grupo sobre el otro (Figura 37), la cual representa a la media, demostrando que la proyección de las líneas de ambas cajas cae dentro de ambas cajas. Por tanto decimos que existe una igualdad de varianzas.

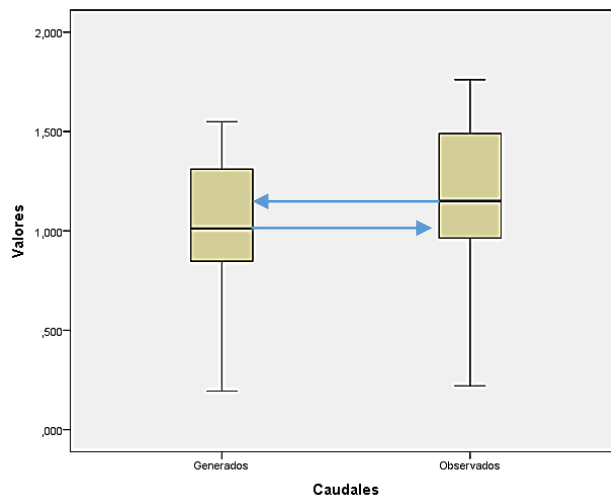


Figura 37. Homogeneidad de varianzas mediante el test de Levene.

Fuente: IBM SPSS v.24

Apéndice D. Identificación de los meses de estiaje en la microcuenca “Grande” para los años hidrológicos 2014-2016.

De la Figura 38, se identifica el inicio del caudal recesivo circulante de origen subterráneo (flujo base) correspondiente a los meses de Julio, Agosto y Septiembre, identificados en el tramo recto de color verde, el cual representa a un régimen no influido correspondiente al año 2016 (Figura 39). Determinado, según el método propuesto por Lisney et al (1975) y desarrollado por Pizarro (1993).

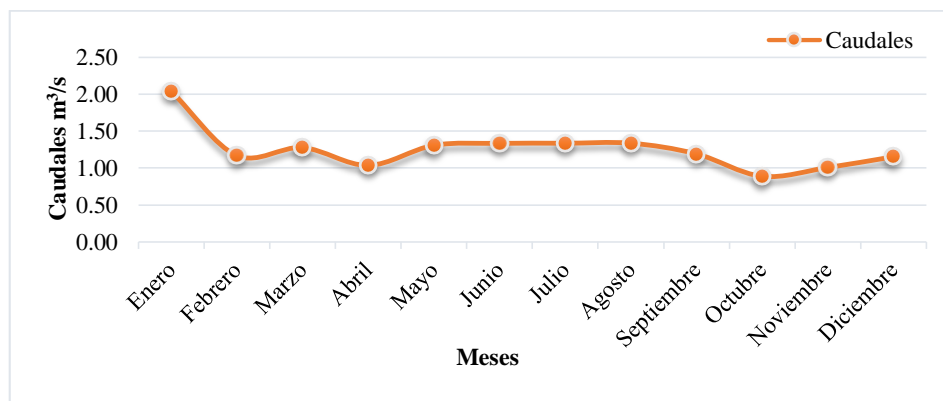


Figura 38. Hidrograma de caudal mensual del año 2014.

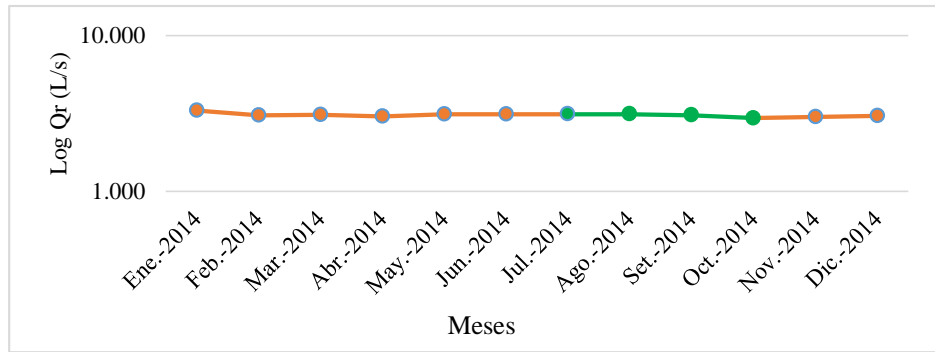


Figura 39. Identificación de la linealidad del flujo en estiaje, para el año 2014.

De la Figura 40, se identificó el inicio del caudal recesivo circulante de origen subterráneo (flujo base) correspondiente a los meses de Mayo, Junio, Julio, Agosto, Septiembre, identificados en el tramo recto de color verde, el cual representa a un régimen no influido correspondiente al año 2016 (Figura 41). Determinado, según el método propuesto por Lisney et al (1975) y desarrollado por Pizarro (1993).

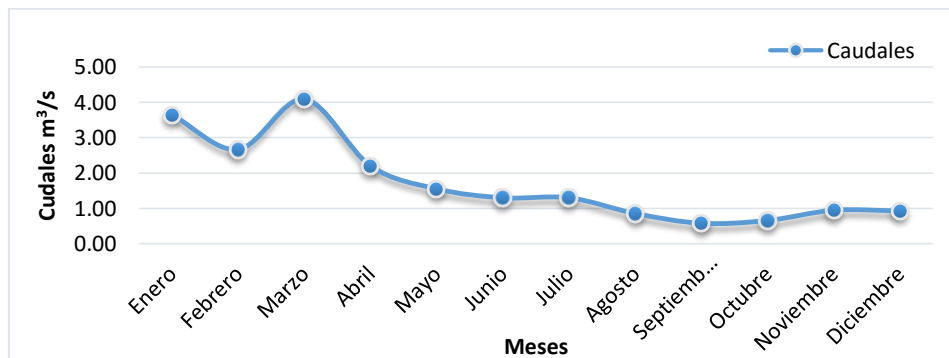


Figura 40. Hidrograma de caudal mensual del año 2015.

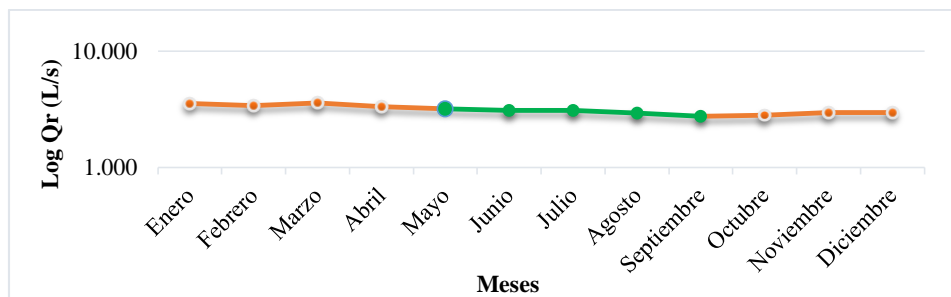


Figura 41. Identificación de la linealidad del flujo en estiaje, para el año 2015.

De la Figura 42, se identificó el inicio del caudal recesivo circulante de origen subterráneo (flujo base) correspondiente a los meses de Mayo, Julio, Junio y Agosto, identificados en el tramo recto de color verde, el cual representa a un régimen no influido correspondiente al año 2016 (Figura 43). Determinado, según el método propuesto por Lisney et al (1975) y desarrollado por Pizarro (1993).

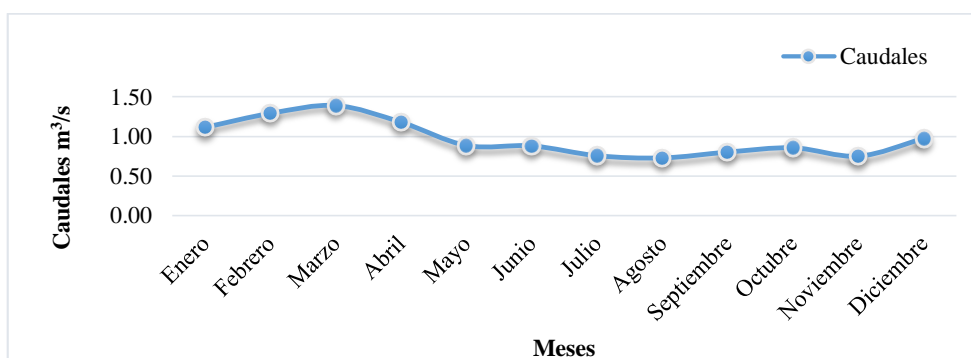


Figura 42. Hidrograma de caudal mensual del año 2016.

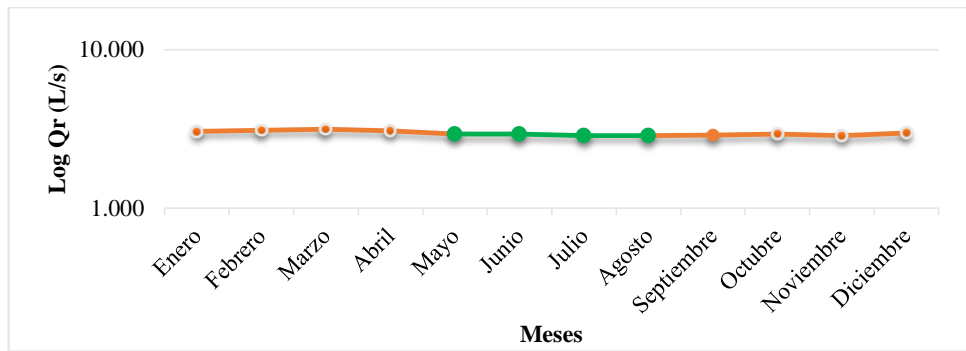


Figura 43. Identificación de la linealidad del flujo en estiaje, para el año 2016.

Apéndice E. Selección de caudales recesivos en la curva de agotamiento para el período 2014-2016 de los meses de estiaje, a partir del tercer punto de quiebre.

La Figura 44, muestra a caudales de crecida, identificados a partir del segundo punto de quiebre de la curva de recesión. El tiempo de duración de un régimen no influido para el mes de Julio del 2014 es 5 días. Donde, el caudal del tercer punto de quiebre es de 1,603 m³/s y el mínimo es de 1,482 m³/s.

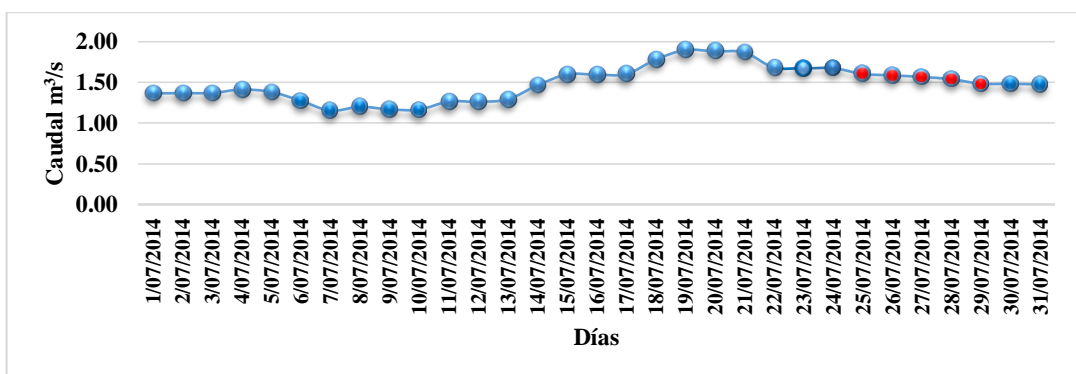


Figura 44. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Julio de 2014.

La Figura 45, muestra a caudales de crecida, identificados a partir del segundo punto de quiebre de la curva de recesión. El tiempo de duración de un régimen no influido para el mes de Agosto del 2014 es 8 días. Donde, el caudal del tercer punto de quiebre es de 1,685 m³/s y el mínimo es de 1,312 m³/s.

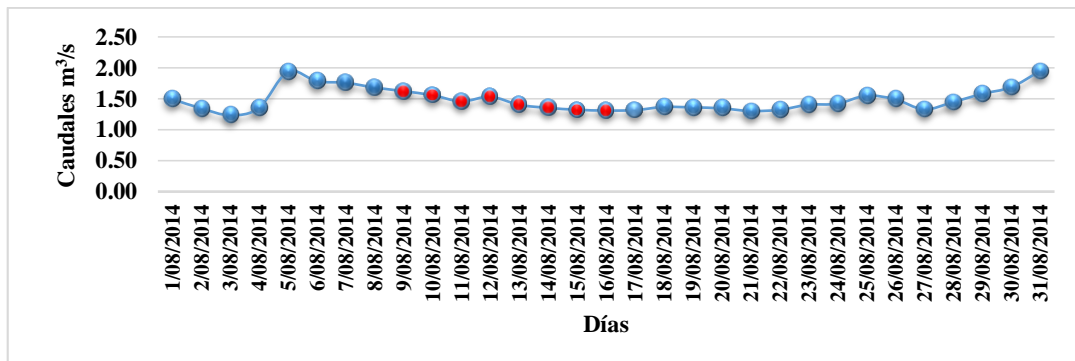


Figura 45. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Agosto 2014

La Figura 46, muestra a caudales de crecida, identificados a partir del segundo punto de quiebre de la curva de recesión. El tiempo de duración de un régimen no influido para el mes de Septiembre del 2014 es 3 días. Donde, el caudal del tercer punto de quiebre es de 1,200 m³/s y el mínimo es de 1,150 m³/s.

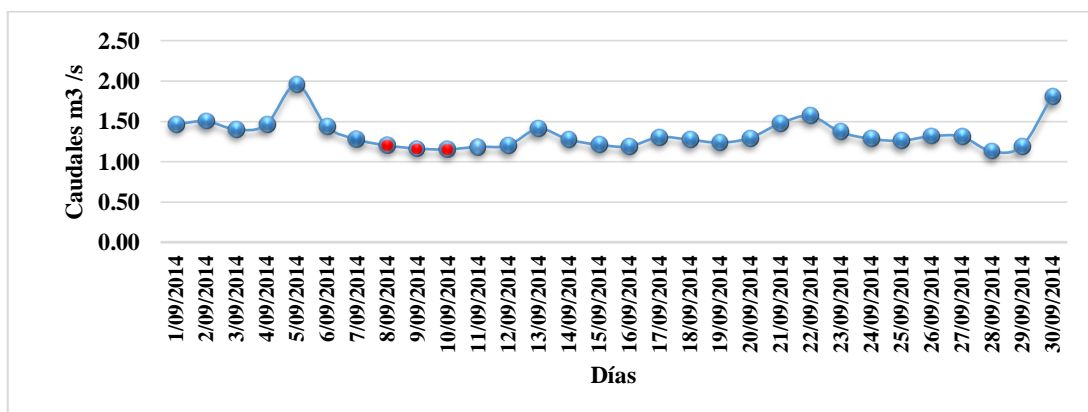


Figura 46. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Septiembre 2014.

La Figura 47, muestra a caudales de crecida, identificados a partir del segundo punto de quiebre de la curva de recesión. El tiempo de duración de un régimen no influido para el mes de Mayo del 2015 es 5 días. Donde, el caudal del tercer punto de quiebre es de 1,761 m³/s y el mínimo es de 1,490 m³/s.

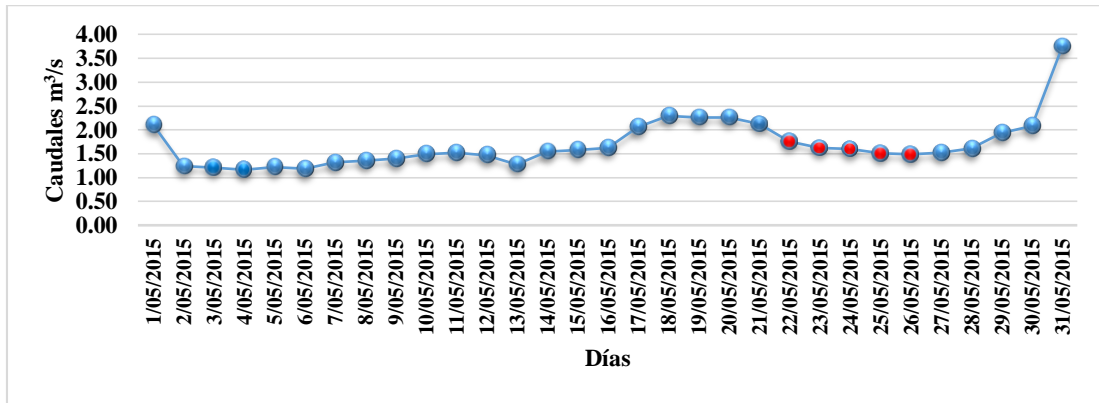


Figura 47. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Mayo de 2015.

La Figura 48, muestra a caudales de crecida, identificados a partir del segundo punto de quiebre de la curva de recesión. El tiempo de duración de un régimen no influido para el mes de Junio del 2015 es 2 días. Donde, el caudal del tercer punto de quiebre es de 1,232 m³/s y el mínimo es de 1,150 m³/s.

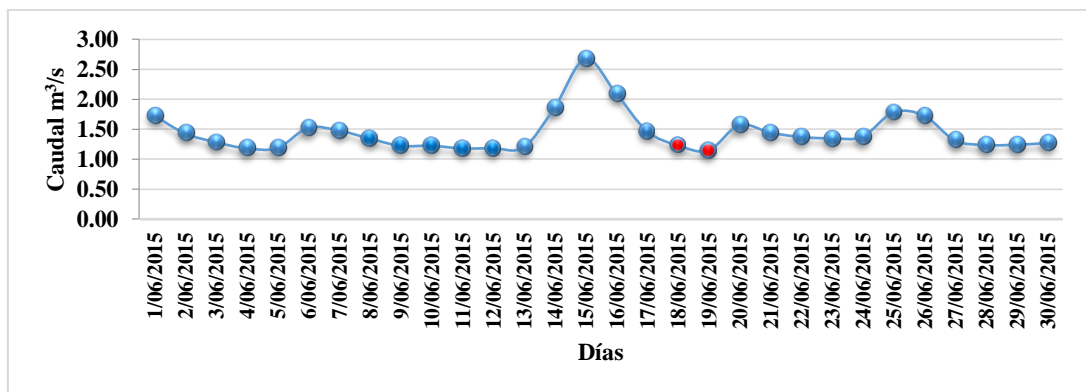


Figura 48. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Junio 2015.

La Figura 49, muestra a caudales de crecida, identificados a partir del segundo punto de quiebre de la curva de recesión. El tiempo de duración de un régimen no influido para el mes de Julio del 2015 es 2 días. Donde, el caudal del tercer punto de quiebre es de 1,470 m³/s y el mínimo es de 1,179 m³/s.

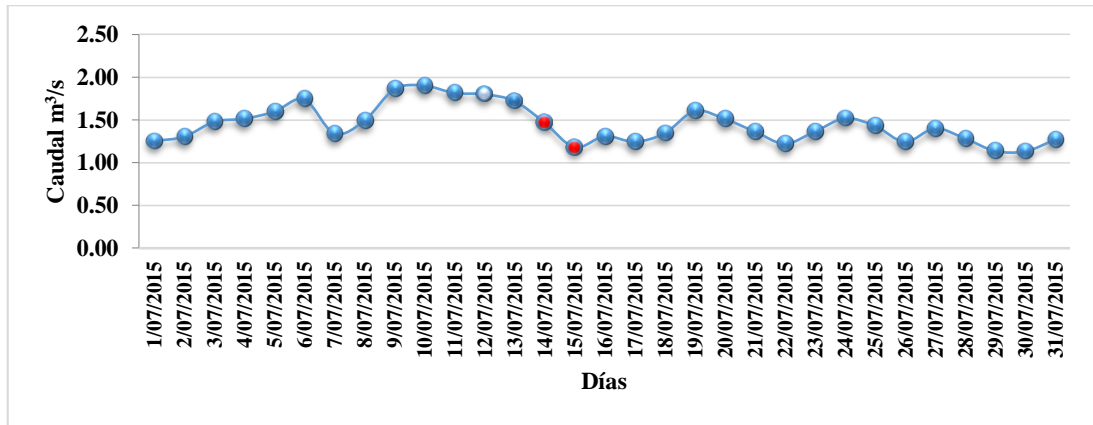


Figura 49. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Julio de 2015.

La Figura 50, muestra a caudales de crecida, identificados a partir del segundo punto de quiebre de la curva de recesión. El tiempo de duración de un régimen no influido para el mes de Agosto del 2015 es 6 días. Donde, el caudal del tercer punto de quiebre es de 0,959 m³/s y el mínimo es de 0,765 m³/s.

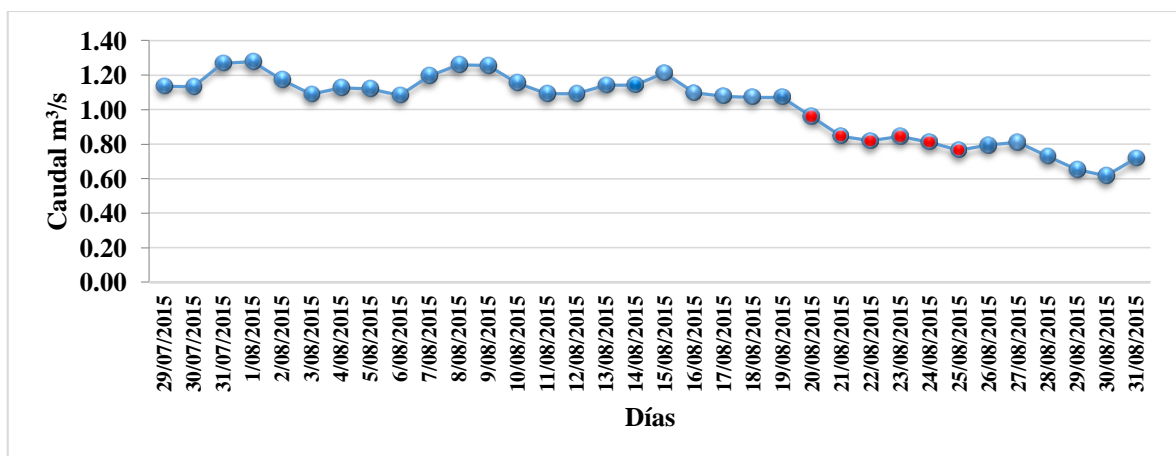


Figura 50. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Agosto 2015.

La Figura 51, muestra a caudales de crecida, identificados a partir del segundo punto de quiebre de la curva de recesión. El tiempo de duración de un régimen no influido para el mes de Septiembre del 2015 es 1 día. Donde, el caudal del tercer punto de quiebre es de 0,220 m³/s.

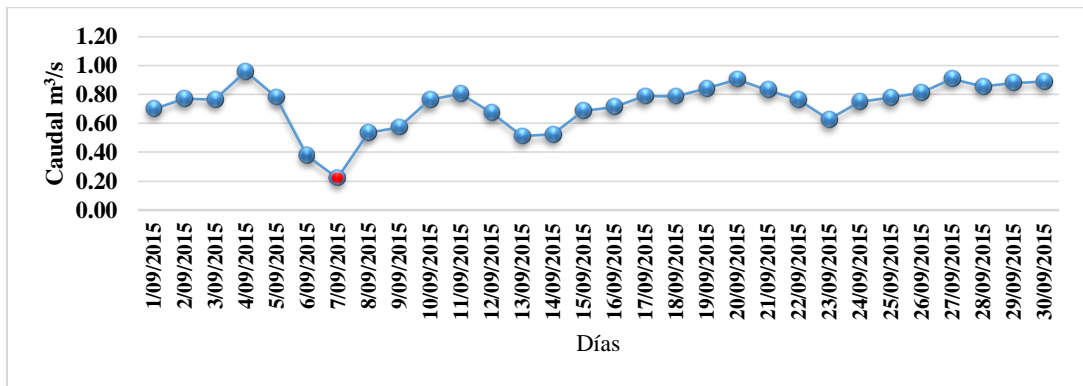


Figura 51. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Septiembre 2015.

La Figura 52, muestra a caudales de crecida, identificados a partir del segundo punto de quiebre de la curva de recesión. El tiempo de duración de un régimen no influido para el mes de Mayo del 2016 es 4 días. Donde, el caudal del tercer punto de quiebre es de 0,964 m³/s y el mínimo es de 0,912 m³/s.

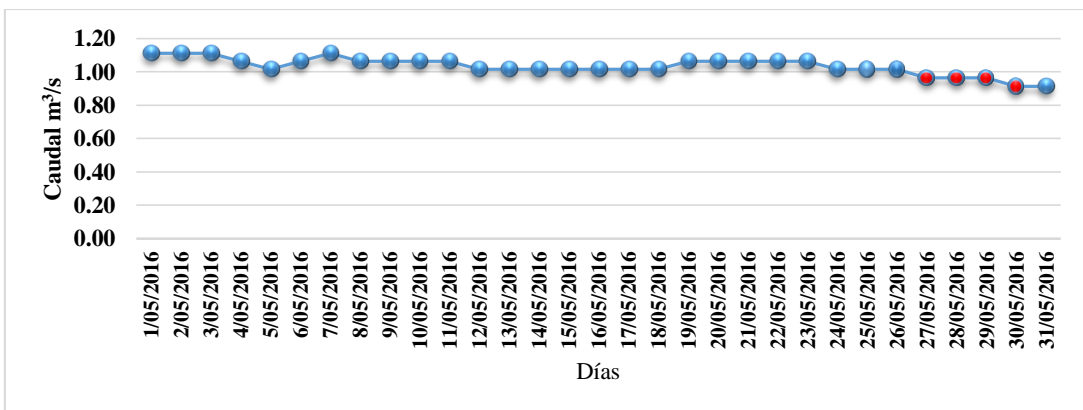


Figura 52. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Mayo 2016.

La Figura 53, muestra a caudales de crecida, identificados a partir del segundo punto de quiebre de la curva de recesión. El tiempo de duración de un régimen no influido para el mes

de Junio del 2016 es 10 días. Donde, el caudal del tercer punto de quiebre es de $1,113 \text{ m}^3/\text{s}$ y el mínimo es de $0,964 \text{ m}^3/\text{s}$.

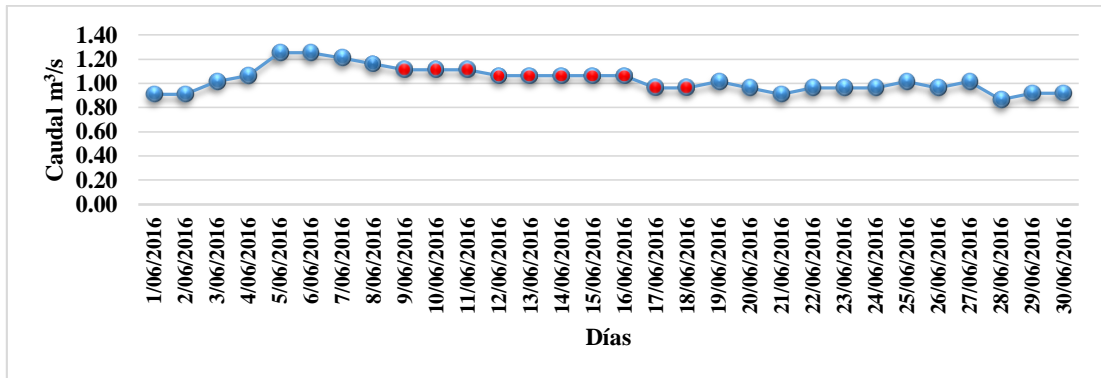


Figura 53. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Junio 2016.

En la Figura 54, se muestra la horizontalidad de la curva de caudales del hidrograma, para el mes de julio dando un claro ejemplo de caudales regulados por un embalse superficial. De la gráfica podemos determinar que la linealidad de caudales constantes es de $0,866 \text{ m}^3/\text{s}$.

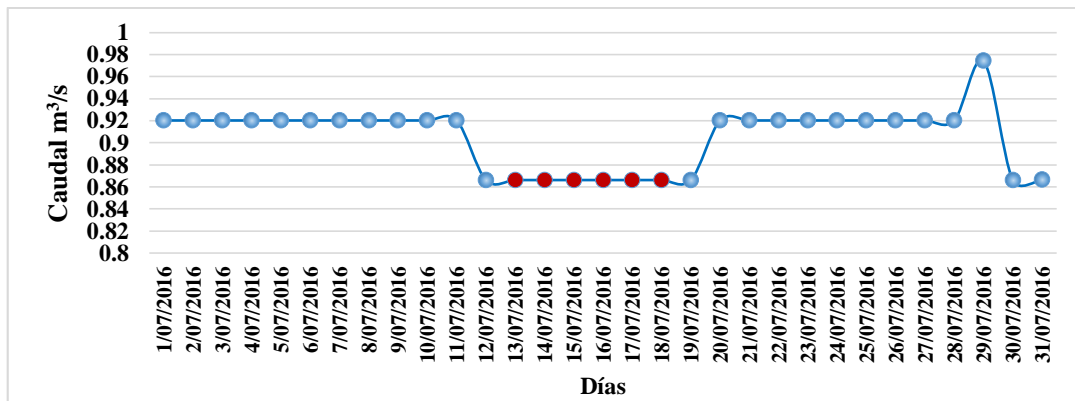


Figura 54. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Julio 2016.

En la Figura 55, se muestra la horizontalidad de la curva de caudales del hidrograma, para el mes de Agosto, dando un claro ejemplo de caudales regulados por un embalse superficial. De la gráfica podemos determinar que la linealidad de caudales constantes es de $0,866 \text{ m}^3/\text{s}$.

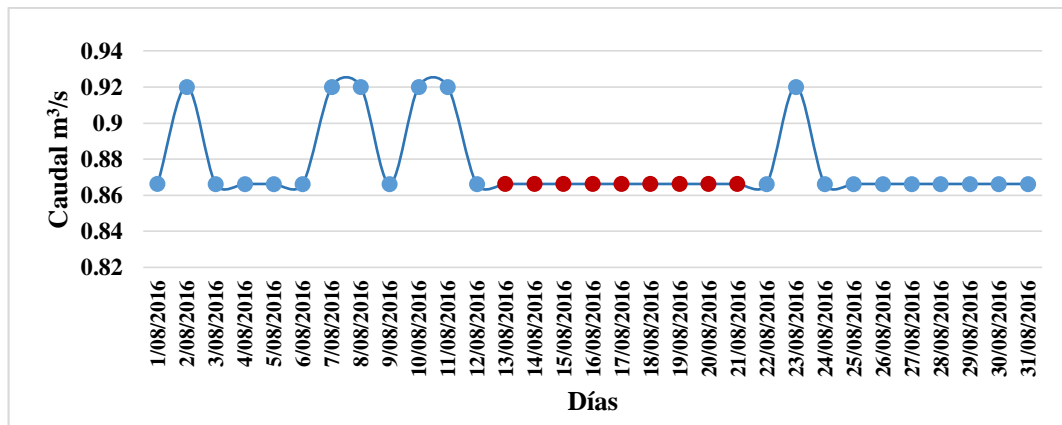


Figura 55. Identificación de crecidas a partir del segundo punto de quiebre, Agosto 2016.

Apéndice F. Caudales de los años hidrológicos 2014-2016 del río principal de la microcuenca “Grande”.

Tabla 11. Identificación de los meses de estiaje en la microcuenca “Grande” para los años hidrológicos 2014-2016.

2014												
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Q_{r1} ($m^3 s^{-1}$)	2,046	1,171	1,277	1,036	1,307	1,335	1,336	1,337	1,192	0,888	1,006	1,152
$Log_{10}(Q_r)$ ($L s^{-1}$)	3,311	3,069	3,106	3,015	3,116	3,125	3,126	3,126	3,076	2,949	3,003	3,062
2015												
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Q_{r2} ($m^3 s^{-1}$)	3,640	2,665	4,086	2,200	1,549	1,297	1,297	0,853	0,576	0,656	0,945	0,925
$Log_{10}(Q_{r2})$ ($L s^{-1}$)	3,561	3,426	3,611	3,342	3,190	3,113	3,113	2,931	2,760	2,817	2,976	2,966
2016												
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic

Q_{r3} ($m^3 s^{-1}$)	1,114	1,290	1,388	1,177	0,883	0,879	0,755	0,727	0,800	0,854	0,749	0,973
$\text{Log}_{10}(Q_{r3})$ ($L s^{-1}$)	3,047	3,111	3,142	3,071	2,946	2,944	2,878	2,861	2,903	2,932	2,874	2,988

Fuente: Senamhi (2017)

Tabla 12. Caudales observados del río “Grande” para los años 2014-2016 en estiaje, a partir del tercer punto de quiebre de la curva de agotamiento o curva de recesión.

N°	Fecha	Caudales Q_t (m^3/s)
1	25/07/2014	1,603
2	26/07/2014	1,585
3	27/07/2014	1,565
4	28/07/2014	1,537
5	29/07/2014	1,482
6	8/08/2014	1,685
7	9/08/2014	1,627
8	10/08/2014	1,561
9	11/08/2014	1,462
10	12/08/2014	1,535
11	13/08/2014	1,405
12	14/08/2014	1,356
13	15/08/2014	1,325
14	16/08/2014	1,312
15	8/09/2014	1,200
16	9/09/2014	1,160
17	10/09/2014	1,150
18	22/05/2015	1,761
19	23/05/2015	1,620
20	24/05/2015	1,602
21	25/05/2015	1,511
22	26/05/2015	1,490
23	18/06/2015	1,232

24	19/06/2015	1,150
25	14/07/2015	1,470
26	15/07/2015	1,179
27	20/08/2015	0,959
28	21/08/2015	0,846
29	22/08/2015	0,819
30	23/08/2015	0,844
31	24/08/2015	0,812
32	25/08/2015	0,765
33	7/09/2015	0,220
34	27/05/2016	0,964
35	28/05/2016	0,964
36	29/05/2016	0,964
37	30/05/2016	0,912
38	9/06/2016	1,113
39	10/06/2016	1,113
40	11/06/2016	1,113
41	12/06/2016	1,064
42	13/06/2016	1,064
43	14/06/2016	1,064
44	15/06/2016	1,064
45	16/06/2016	1,064
46	17/06/2016	0,964
47	18/06/2016	0,964
48	13/07/2016	0,866
49	13/08/2016	0,866

Q_r= Caudales observados del río “Grande”

Q_b= Caudales modelados del río “Grande”.

Tabla 13. Caudales generados del río “Grande” con un tiempo de 24 horas para los años 2014-2016 en estiaje, a partir del tercer punto de quiebre de la curva de agotamiento o curva de recesión

N°	Fecha	Caudales Q _b (m ³ /s)
1	25/07/2014	1,510
2	26/07/2014	1,493
3	27/07/2014	1,474
4	28/07/2014	1,448
5	29/07/2014	1,396
6	8/08/2014	1,587
7	9/08/2014	1,532
8	10/08/2014	1,470
9	11/08/2014	1,376
10	12/08/2014	1,446
11	13/08/2014	1,323
12	14/08/2014	1,277
13	15/08/2014	1,248
14	16/08/2014	1,235
15	8/09/2014	1,130
16	9/09/2014	1,093
17	10/09/2014	1,084
18	22/05/2015	1,659
19	23/05/2015	1,526
20	24/05/2015	1,509

21	25/05/2015	1,423
22	26/05/2015	1,404
23	18/06/2015	1,161
24	19/06/2015	1,083
25	14/07/2015	1,384
26	15/07/2015	1,111
27	20/08/2015	0,904
28	21/08/2015	0,797
29	22/08/2015	0,771
30	23/08/2015	0,795
31	24/08/2015	0,765
32	25/08/2015	0,721
33	7/09/2015	0,207
34	27/05/2016	0,908
35	28/05/2016	0,908
36	29/05/2016	0,908
37	30/05/2016	0,859
38	9/06/2016	1,049
39	10/06/2016	1,049
40	11/06/2016	1,049
41	12/06/2016	1,002
42	13/06/2016	1,002
43	14/06/2016	1,002
44	15/06/2016	1,002
45	16/06/2016	1,002
46	17/06/2016	0,908
47	18/06/2016	0,908
48	13/07/2016	0,816
49	13/08/2016	0,816

Tabla 14. Caudales modelados del río “Grande”, para un tiempo de 240 horas en estiaje.

N°	Fecha	Tiempo Hr	Q _r (m ³ /s)	Caudal Modelado Q _b					
				$Q_1 = Q_0 e^{-\alpha t}$	$Q_2 = Q_0 e^{-2\alpha \sqrt{t}}$	$Q_3 = Q_0 e^{-\alpha t^2 \cdot 2^{-1}}$	$Q_4 = Q_0 e^{-3\alpha \sqrt{t}}$	$Q_5 = Q_0 (1 + \alpha t)^{-2}$	$Q_6 = Q_0 \alpha t$
				(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
				Coeficiente de Agotamiento hr ⁻¹					
		0,003	0,006	0,0001	0,007	0,001	0,005		
1	25/07/2014	240	1,603	0,780	1,331	0,090	1,410	1,042	1,923
2	26/07/2014	240	1,585	0,771	1,316	0,089	1,394	1,031	1,902
3	27/07/2014	240	1,565	0,762	1,299	0,088	1,377	1,018	1,878
4	28/07/2014	240	1,537	0,748	1,277	0,086	1,353	1,000	1,845
5	29/07/2014	240	1,482	0,721	1,231	0,083	1,304	0,964	1,778
6	8/08/2014	240	1,685	0,820	1,399	0,095	1,482	1,096	2,022
7	9/08/2014	240	1,627	0,792	1,351	0,091	1,431	1,058	1,952
8	10/08/2014	240	1,561	0,760	1,296	0,088	1,373	1,015	1,873
9	11/08/2014	240	1,462	0,711	1,214	0,082	1,286	0,951	1,754
10	12/08/2014	240	1,535	0,747	1,275	0,086	1,351	0,999	1,843
11	13/08/2014	240	1,405	0,684	1,167	0,079	1,236	0,914	1,686
12	14/08/2014	240	1,356	0,660	1,126	0,076	1,193	0,882	1,627
13	15/08/2014	240	1,325	0,645	1,100	0,074	1,165	0,862	1,590

14	16/08/2014	240	1,312	0,638	1,089	0,074	1,154	0,853	1,574
15	8/09/2014	240	1,200	0,584	0,996	0,067	1,056	0,780	1,440
16	9/09/2014	240	1,160	0,565	0,963	0,065	1,021	0,755	1,392
17	10/09/2014	240	1,150	0,560	0,955	0,065	1,012	0,748	1,381
18	22/05/2015	240	1,761	0,857	1,462	0,099	1,549	1,145	2,113
19	23/05/2015	240	1,620	0,789	1,345	0,091	1,425	1,054	1,944
20	24/05/2015	240	1,602	0,780	1,330	0,090	1,409	1,042	1,922
21	25/05/2015	240	1,511	0,735	1,254	0,085	1,329	0,983	1,813
22	26/05/2015	240	1,490	0,726	1,238	0,084	1,311	0,969	1,789
23	18/06/2015	240	1,232	0,600	1,023	0,069	1,084	0,801	1,479
24	19/06/2015	240	1,150	0,560	0,955	0,065	1,012	0,748	1,380
25	14/07/2015	240	1,470	0,715	1,220	0,083	1,293	0,956	1,764
26	15/07/2015	240	1,179	0,574	0,979	0,066	1,037	0,767	1,415
27	20/08/2015	240	0,959	0,467	0,797	0,054	0,844	0,624	1,151
28	21/08/2015	240	0,846	0,412	0,702	0,047	0,744	0,550	1,015
29	22/08/2015	240	0,819	0,398	0,680	0,046	0,720	0,532	0,982
30	23/08/2015	240	0,844	0,411	0,701	0,047	0,743	0,549	1,013
31	24/08/2015	240	0,812	0,395	0,674	0,046	0,714	0,528	0,974
32	25/08/2015	240	0,765	0,372	0,635	0,043	0,673	0,498	0,918
33	7/09/2015	240	0,220	0,107	0,183	0,012	0,194	0,143	0,264
34	27/05/2016	240	0,964	0,469	0,800	0,054	0,848	0,627	1,157
35	28/05/2016	240	0,964	0,469	0,800	0,054	0,848	0,627	1,157
36	29/05/2016	240	0,964	0,469	0,800	0,054	0,848	0,627	1,157
37	30/05/2016	240	0,912	0,444	0,757	0,051	0,802	0,593	1,095
38	9/06/2016	240	1,113	0,542	0,924	0,063	0,979	0,724	1,336
39	10/06/2016	240	1,113	0,542	0,924	0,063	0,979	0,724	1,336
40	11/06/2016	240	1,113	0,542	0,924	0,063	0,979	0,724	1,336
41	12/06/2016	240	1,064	0,518	0,884	0,060	0,936	0,692	1,277
42	13/06/2016	240	1,064	0,518	0,884	0,060	0,936	0,692	1,277
43	14/06/2016	240	1,064	0,518	0,884	0,060	0,936	0,692	1,277
44	15/06/2016	240	1,064	0,518	0,884	0,060	0,936	0,692	1,277
45	16/06/2016	240	1,064	0,518	0,884	0,060	0,936	0,692	1,277
46	17/06/2016	240	0,964	0,469	0,800	0,054	0,848	0,627	1,157
47	18/06/2016	240	0,964	0,469	0,800	0,054	0,848	0,627	1,157
48	13/07/2016	240	0,866	0,422	0,719	0,049	0,762	0,563	1,039
49	13/08/2016	240	0,866	0,422	0,719	0,049	0,762	0,563	1,039

Q_r = Caudal observado o información foronómica (información existente sobre aforos).

Q_b = Caudales generados a través de modelos matemáticos exponenciales y potenciales.

Tabla 15. Capacidad almacenamiento del río “Grande” para los meses de estiaje de la microcuenca del río “Grande” mediante la fórmula $V = Q \cdot t^{2/3} \cdot \alpha^{-1}$.

N°	Fecha	Tiempo (t) Hr	Caudal (Q)			Coeficiente de agotamiento hr ⁻¹	Volumen (V)		
			Observado	Generado	Sedacaj		Observado	Generado	Eps sedacaj S.A
			m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s		MMC	MMC	MMC
1	25/07/2014	24	1,603	1,510	0,150	0,007	6,858	6,461	0,642
2	26/07/2014	24	1,585	1,493	0,150	0,007	6,781	6,389	0,642
3	27/07/2014	24	1,565	1,474	0,150	0,007	6,696	6,307	0,642
4	28/07/2014	24	1,537	1,448	0,150	0,007	6,579	6,196	0,642
5	29/07/2014	24	1,482	1,396	0,150	0,007	6,341	5,974	0,642
6	8/08/2014	24	1,685	1,587	0,150	0,007	7,210	6,791	0,642
7	9/08/2014	24	1,627	1,532	0,150	0,007	6,960	6,555	0,642
8	10/08/2014	24	1,561	1,470	0,150	0,007	6,679	6,290	0,642
9	11/08/2014	24	1,462	1,376	0,150	0,007	6,254	5,888	0,642
10	12/08/2014	24	1,535	1,446	0,150	0,007	6,570	6,187	0,642
11	13/08/2014	24	1,405	1,323	0,150	0,007	6,012	5,661	0,642
12	14/08/2014	24	1,356	1,277	0,150	0,007	5,802	5,464	0,642
13	15/08/2014	24	1,325	1,248	0,150	0,007	5,668	5,340	0,642
14	16/08/2014	24	1,312	1,235	0,150	0,007	5,612	5,285	0,642

15	8/09/2014	24	1,200	1,130	0,150	0,007	5,134	4,835	0,642
16	9/09/2014	24	1,160	1,093	0,150	0,007	4,965	4,677	0,642
17	10/09/2014	24	1,150	1,084	0,150	0,007	4,923	4,638	0,642
18	22/05/2015	24	1,761	1,659	0,150	0,007	7,535	7,099	0,642
19	23/05/2015	24	1,620	1,526	0,150	0,007	6,932	6,530	0,642
20	24/05/2015	24	1,602	1,509	0,150	0,007	6,854	6,457	0,642
21	25/05/2015	24	1,511	1,423	0,150	0,007	6,464	6,089	0,642
22	26/05/2015	24	1,490	1,404	0,150	0,007	6,378	6,008	0,642
23	18/06/2015	24	1,232	1,161	0,150	0,007	5,273	4,968	0,642
24	19/06/2015	24	1,150	1,083	0,150	0,007	4,921	4,634	0,642
25	14/07/2015	24	1,470	1,384	0,150	0,007	6,289	5,922	0,642
26	15/07/2015	24	1,179	1,111	0,150	0,007	5,046	4,754	0,642
27	20/08/2015	24	0,959	0,904	0,150	0,007	4,106	3,868	0,642
28	21/08/2015	24	0,846	0,797	0,150	0,007	3,619	3,410	0,642
29	22/08/2015	24	0,819	0,771	0,150	0,007	3,503	3,299	0,642
30	23/08/2015	24	0,844	0,795	0,150	0,007	3,612	3,402	0,642
31	24/08/2015	24	0,812	0,765	0,150	0,007	3,475	3,273	0,642
32	25/08/2015	24	0,765	0,721	0,150	0,007	3,274	3,085	0,642
33	7/09/2015	24	0,220	0,207	0,150	0,007	0,941	0,886	0,642
34	27/05/2016	24	0,964	0,908	0,150	0,007	4,124	3,885	0,642
35	28/05/2016	24	0,964	0,908	0,150	0,007	4,124	3,885	0,642
36	29/05/2016	24	0,964	0,908	0,150	0,007	4,124	3,885	0,642
37	30/05/2016	24	0,912	0,859	0,150	0,007	3,903	3,676	0,642
38	9/06/2016	24	1,113	1,049	0,150	0,007	4,764	4,489	0,642
39	10/06/2016	24	1,113	1,049	0,150	0,007	4,764	4,489	0,642
40	11/06/2016	24	1,113	1,049	0,150	0,007	4,764	4,489	0,642
41	12/06/2016	24	1,064	1,002	0,150	0,007	4,555	4,288	0,642
42	13/06/2016	24	1,064	1,002	0,150	0,007	4,555	4,288	0,642
43	14/06/2016	24	1,064	1,002	0,150	0,007	4,555	4,288	0,642
44	15/06/2016	24	1,064	1,002	0,150	0,007	4,555	4,288	0,642
45	16/06/2016	24	1,064	1,002	0,150	0,007	4,555	4,288	0,642
46	17/06/2016	24	0,964	0,908	0,150	0,007	4,124	3,885	0,642
47	18/06/2016	24	0,964	0,908	0,150	0,007	4,124	3,885	0,642
48	13/07/2016	24	0,866	0,816	0,150	0,007	3,707	3,492	0,642
49	13/08/2016	24	0,866	0,816	0,150	0,007	3,707	3,492	0,642

MMC* (Millones de metros cúbicos), volumen obtenido a partir de los caudales observados.

MMC** (Millones de metros cúbicos), volumen obtenido a partir de los caudales generados.

t= tiempo

ANEXOS

Anexo A. Equipos de campo y gabinete

-GPS (*Sistema de Posicionamiento Global*).



-Cámara fotográfica digital.



-Estación hidrométrica automática “Río Grande” de propiedad de Senamhi.



-Impresora multifuncional CANON L220.



-Laptop ASUS Core i7 sexta generación.



Anexo B. Formato de solicitud de información para SENAMHI.

C90

PROCEDIMIENTOS PARA OTORGAR INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA EN EL SENAMHI A ESTUDIANTES, TESISISTAS, MAESTRISTAS, DOCTORADO E INVESTIGADORES

ANEXO 02: FORMATO DE SOLICITUD ESTUDIANTES/TESISTAS - DIRECCIÓN ZONAL

Señor(a) DIRECTOR (A) ZONAL DEL SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ - SENAMHI

Presente -

Jairo Isai Alvarez Villanueva

(Nombres y Apellidos)

Av. San Martín de Porres # 866-8

(Dirección)



con DNI N° 43887029 Telf: 976-017414 Email: jaisor888@gmail.com

Universidad/ Instituto: Universidad Nacional de Cajamarca

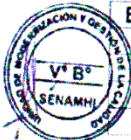
Carrera/ Profesión: Ingeniero Hidráulico

Ante usted me presento y expongo:

Que, (detallar el estudio o proyecto que están realizando y el motivo de solicitud de los datos)



Para el estudio es necesario contar con la información de: Caudales o niveles de caudales del río grande - Cajamarca y de información meteorológica (Precipitación), con la finalidad de cuantificar en (m³/s) o en M3C el caudal receptor del río grande en periodo de estiaje, Para tener conocimiento del potencial hídrico del río, Asimismo, determinar el coeficiente de agotamiento. Solicito la siguiente información:



ESTACIÓN/ZONA	PARÁMETROS	PERÍODOS
Estación Meteorológica "Río Grande"	• Precipitación	2014-2015
Estación hidrométrica "Río Grande"	• Caudales (m³/s)	2016-2017
	• Niveles de Caudales	2014-2015-2016-2017

La información solicitada deberá ser remitida al correo electrónico: jaisor888@gmail.com jairo.alvarez.villanueva@yahoo.com

Por lo expuesto, agradeceré a usted atender lo solicitado.


26 de junio del 2017

Firma del Usuario

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú - SENAMHI

7

Anexo C. Oficio de Autoridad Nacional del Agua (ANA) sobre los estudios realizados en la microcuenca “Grande”-Cajamarca.

	PERÚ	Ministerio de Agricultura y Riego	Autoridad Nacional del Agua	Autoridad Administrativa del Agua VI Maraón
---	-------------	--	------------------------------------	--

"Decenio de las Personas con Discapacidad en el Perú"
"Año de la Diversificación Productiva y del fortalecimiento de la Educación"

CUT: 67930-2015

Cajamarca, 22 de Junio del 2015.

OFICIO N° 524-2015-ANA-AAA.M

Sr. Jairo Isai Álvarez Villanueva.
Cajamarca


Asunto : Información solicitada mediante CUT N° 67930-2015.

Es grato dirigirme a usted en atención al documento de la referencia, mediante el cual se solicita información de la cuenca Rio Grande.

Al respecto, debo informarle que la Autoridad Administrativa del Agua Maraón, no cuenta a la fecha con estudios realizados en la cuenca de Rio Grande, motivo por el cual no se le puede proporcionar la información solicitada mediante CUT N° 67930-2015. Sin embargo se le está proporcionando la Resolución Jefatural N° 202-2010-ANA, donde se aprueba la clasificación de cuerpos de agua superficiales y marino costeros.

Sin otro particular, es propicia la ocasión para expresarle las muestras de mi consideración y estima.

Atentamente,



MINISTERIO DE AGRICULTURA Y RIEGO
AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA
AUTORIDAD ADMINISTRATIVA DEL AGUA VI MARAÓN

Ing. Carlos Enrique Gastelo Villanueva
DIRECTOR

C.c.
- Archivo
CEGV/GSAR

www.ana.gob.pe

Jr. Ayacucho N° 340
Teléfono 076-506254
Fax 076-364146
Cajamarca-Perú