

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“EVALUACIÓN DE MAXIMAS AVENIDAS DEL RÍO NUÑO A CON FINES DE
PROTECCIÓN DE LA CIUDAD”**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. HENRY TAPARA HUAMÁN

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRICOLA

PUNO – PERÚ

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

TESIS

“EVALUACIÓN DE MAXIMAS AVENIDAS DEL RÍO NUÑO A CON FINES DE PROTECCIÓN DE LA CIUDAD”

PRESENTADA POR:

Bach. HENRY TAPARA HUAMÁN

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRICOLA



APROBADA POR:

PRESIDENTE

:

.....
DR. EDUARDO FLORES CONDORI

PRIMER MIEMBRO

:

.....
DR. GERMAN BELIZARIO QUISPE

SEGUNDO MIEMBRO

:

.....
M.Sc. BERNARDO PIO COLOMA PAXI

DIRECTOR

:

.....
M.Sc. ROBERTO ALFARO ALEJO

Área: Hidrología Aplicada.

Tema: Análisis de máximas avenidas.

Fecha de sustentación 04 de Julio del 2018.

DEDICATORIA

A ti Dios porque siempre me apoyas cuando más te necesito, pero sobre todo por permitir disfrutar mis logros, por darme fuerza y coraje para hacer realidad este sueño.

A mis queridos **PADRES: Jaime Tapara Sarcco** y **Benedicta Huamán de Tapara (+)** por el apoyo, amor y confianza que me brindan en todo momento, aunque he pasado momentos difíciles siempre han estado apoyándome y brindándome todo su amor.

A mis queridos amigos y a dos personas en especial **SONIA H. Quispe Tapara** y a mí querida hija **SHARMELY VALERIA Tapara Quispe** quienes siempre me motivaron a seguir adelante por su constante apoyo y comprensión.

A mis amigos profesionales de Ingeniería Agrícola que brindaron su apoyo incondicional para poder desarrollarme como profesional.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a todos mis maestros ya que ellos me enseñaron valorar los estudios y a superarme cada día, también agradezco a mis padres porque ellos estuvieron en los días más difíciles de mi vida como estudiante.

Y agradezco a Dios por darme la salud que tengo, por tener una cabeza con la que puedo pensar muy bien y además un cuerpo sano y una mente de bien. Estoy seguro que mis metas planteadas darán fruto en el futuro y por ende me debo esforzar cada día para ser mejor en el colegio y en todo lugar sin olvidar el respeto que engrandece a la persona.

A la Universidad Nacional del Altiplano, al personal docente y administrativo de la Facultad de Ingeniería Agrícola, por los conocimientos básicos brindados y apoyo constante en mi formación profesional.

A mis compañeros de la Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, que tuvieron el honor de investigar con una tesis para aportar conocimientos e informaciones nuevas para el desarrollo de la ingeniería en nuestro país.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
INDICE GENERAL.....	iii
INDICE DE FIGURAS.....	v
INDICE DE TABLAS.....	vi
INDICE DE ACRONIMOS.....	vii
INDICE DE FIGURAS DE ANEXOS.....	viii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT.....	xi
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Identificación del problema.....	2
1.2 Enunciados del problema.....	2
1.3 Justificación.....	3
1.4. Objetivos.....	4
1.5 Hipótesis.....	4
II. REVISIÓN DE LITERATURA.....	5
2.1 El ciclo hidrológico.....	5
2.2 Cuenca hidrográfica.....	5
2.3 Precipitación.....	6
2.4 Precipitación efectiva.....	6
2.5 Infiltración.....	6
2.6 Método SCS para abstracciones.....	6
2.7 Sistema hidrológico.....	7
2.8 Modelos hidrológicos.....	7
2.9 Análisis de consistencia de información hidrológica.....	8
2.10 Métodos para el análisis de avenidas.....	9
2.11 Métodos hidrometeorológicos.....	12
2.2 Antecedentes.....	24
III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	26
3.1 Lugar de estudio.....	26
3.2 Características geográficas.....	27
	iii

3.3 Descripción de métodos por objetivos específicos:.....	28
3.4 Procedimiento del cálculo y dimensionamiento de gaviones	31
IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN	36
4.1. Aplicación del modelo hidrológico HEC HMS de máximas avenidas con el fin de prevenir las inundaciones que ocurren dentro de la cuenca del río Nuñoa.	36
4.2. Generación información base para fines de acondicionamiento y protección de defensa ribereña mediante muros de gaviones.	51
V.CONCLUSIONES	52
VI. RECOMENDACIONES	53
.VII. BIBLIOGRAFÍA	54

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sistema hidrológico general (Chow, Maidment, & Mays, 1994). 7

Figura 2 Hidrograma unitario sintético triangular del Soil Conservation Service. 21

Figura 3 Esquema de Funcionamiento del Modelo Hidrológico..... 29

Figura 4 Procedimiento de calibración 31

Figura 5 Las precipitaciones máximas de 24 horas de Estaciones Santa Rosa y Nuñoa 37

Figura 6 Las precipitaciones máximas de 24 horas de Estaciones Macusani y Antauta..... 37

Figura 7 Diagramas de doble masa de precipitaciones máximas de 24 horas Estación
Meteorológica Santa Rosa de Melgar 38

Figura 8 Diagramas de doble masa de precipitaciones máximas de 24 horas Estación
Meteorológica Nuñoa..... 39

Figura 9 Diagramas de doble masa de precipitaciones máximas de 24 horas Estación
Meteorológica Macusani 39

Figura 10 Diagramas de doble masa de precipitaciones máximas de 24 horas Estación
Meteorológica Antauta..... 40

Figura 11 Isoyetas (mm) para periodo de retorno de 25 años 44

Figura 12 Isoyetas (mm) para periodo de retorno de 50 años 45

Figura 13 Isoyetas (mm) para periodo de retorno de 100 años 45

Figura 14 Isoyetas (mm) para periodo de retorno de 200 años 46

Figura 15 Hietograma e Hidrograma de caudal máximo para período de retorno de 25 años
..... 47

Figura 16 La simulación para periodo de retorno de 25 años 47

Figura 17 Hietograma e Hidrograma de caudal máximo para período de retorno de 50 años
..... 48

Figura 18 Resumen de la simulación para periodo de retorno de 50 años 48

Figura 19 Hietograma e Hidrograma de caudal máximo para período de retorno de 100
años 49

Figura 20 Resumen de la simulación para periodo de retorno de 100 años 49

Figura 21 Hietograma e Hidrograma de caudal máximo para período de retorno de 200
años 50

Figura 22 Resumen de la simulación para periodo de retorno de 200 años 50

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor de reducción por área (Área reducción factor).....	14
Tabla 2 Distribución de la lluvia SCS (Soil Conservation Service del U.S. Department of Agriculture-1986).....	15
Tabla 3 Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.....	17
Tabla 4 Resumen de las pruebas de bondad de ajuste en la estación Santa Rosa	41
Tabla 5 Precipitaciones máximas para la estación Santa Rosa	41
Tabla 6 Resumen de las pruebas de bondad de ajuste en la estación Nuñoa	42
Tabla 7 Precipitaciones máximas para la estación Nuñoa.....	42
Tabla 8 Las pruebas de bondad de ajuste en la estación Macusani.....	42
Tabla 9 Precipitaciones máximas para la estación Macusani.....	43
Tabla 10 Las pruebas de bondad de ajuste en la estación Antauta.....	43
Tabla 11 Precipitaciones máximas para la estación Antauta.....	43
Tabla 12 Precipitaciones máximas para la cuenca Nuñoa.....	46
Tabla 13 Caudales máximos para los periodos de retorno	51

INDICE DE ACRONIMOS

AGC:	Agencia de Gestión de Cuencas
AAA:	Autoridades Administrativas del Agua
ALA:	Administración Local del Agua
ANA:	Autoridad Nacional del Agua
DGCRH	Dirección de Gestión de la Calidad de los Recursos Hídricos
DIGESA	Dirección General de Salud Ambiental - Ministerio de Salud
EPS	Empresa Prestadora de Servicios de Saneamiento
IGP	Instituto Geofísico del Perú
MINAM	Ministerio del Ambiente
MINEM	Ministerio de Energía y Minas
MINSA	Ministerio de Salud
MVCS	Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento
OEFA	Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental
PAVER	Programa de Adecuación de Vertimientos y Reuso de Agua Residual
PCM	Presidencia del Consejo de Ministros
PLANAA	Plan Nacional de Acción Ambiental
PMGRH	Proyecto de Modernización de la Gestión de los Recursos Hídricos
P y ENRH	Política y Estrategia Nacional de Recursos Hídricos
SENAMHI	Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú
SNGA	Sistema Nacional de Gestión Ambiental
SNGRH	Sistema Nacional de Gestión de Recursos Hídricos
FAO	Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación
OMM	Organización Mundial de Meteorología
ONU	Organización de las Naciones Unidas
RH	Recursos Hídricos
SGADA	Sistema de Gestión de Administración de Derechos de Agua
SIDA	Sistema de Información sobre Derechos de Agua
SIG	Sistema de Información Geográfica

INDICE DE FIGURAS DE ANEXOS

Figura A 1 Prueba de bondad de ajuste con distribución Normal en la estación Santa Rosa 60

Figura A 2 Prueba de bondad de ajuste con distribución Lognormal de 2 parametros en la estación Santa Rosa 60

Figura A 3 Prueba de bondad de ajuste con distribución Lognormal de 3 parametros en la estación Santa Rosa 61

Figura A 4 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 2 parámetros en la estación Santa Rosa 61

Figura A 5 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 3 parametros en la estación Santa Rosa 62

Figura A 6 Prueba de bondad de ajuste con distribución Log-Pearson tipo III en la estación Santa Rosa 62

Figura A 7 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gumbel en la estación Santa Rosa 63

Figura A 8 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogGumbel en la estación Santa Rosa 63

Figura A 9 Prueba de bondad de ajuste con distribución Normal en la estación Nuñoa..... 64

Figura A 10 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal 2 parametros en la estación Nuñoa..... 64

Figura A 11 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal 3 parametros en la estación Nuñoa..... 65

Figura A 12 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 2 parametros en la estación Nuñoa..... 65

Figura A 13 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 3 parametros en la estación Nuñoa..... 66

Figura A 14 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogPearson tipo III en la estación Nuñoa..... 66

Figura A 15 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gumbel en la estación Nuñoa.. 67

Figura A 16 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogGumbel en la estación Nuñoa 67

Figura A 17 Prueba de bondad de ajuste con distribución Normal en la estación Macusani 68

Figura A 18 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal de 2 parametros en la estación Macusani..... 68

Figura A 19 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal de 3 parametros en la estación Macusani..... 69

Figura A 20 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 2 parametros en la estación Macusani..... 69

Figura A 21 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 3 parametros en la estación Macusani..... 70

Figura A 22 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogPearson tipo III en la estación Macusani..... 70

Figura A 23 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gumbel en la estación Macusani 71

Figura A 24 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogGumbel en la estación Macusani..... 71

Figura A 25 Prueba de bondad de ajuste con distribución Normal en la estación Antauta. 72

Figura A 26 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal de 2 parametros en la estación Antauta..... 72

Figura A 27 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal de 3 parametros en la estación Antauta..... 73

Figura A 28 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 2 parámetros en la estación Antauta..... 73

Figura A 29 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 3 parámetros en la estación Antauta..... 74

Figura A 30 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogPearson tipo III en la estación Antauta..... 74

Figura A 31 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gumbel en la estación Antauta 75

Figura A 32 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogGumbel en la estación Antauta..... 75

RESUMEN

La presente tesis se ha estudiado la incidencia de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas en la generación de caudales máximos, para la cuenca del río Nuñoa de la provincia de Melgar y de la región de Puno, con la finalidad de proteger la zona inundable de la capital del distrito. Se analizó y pronosticó la información pluviométrica, mediante herramientas estadísticas para distintos periodos de retorno 25, 50, 100 y 200 años; esta información pluviométrica obtenida fue procesada de modo que se obtuvieron precipitaciones instantáneas para una tormenta de seis horas, luego con dicha información se aplicó un modelo hidrológico, y mediante un proceso sistematizado de precipitación-escorrentía se obtuvieron los caudales máximos, con estos caudales se realizó la simulación de la escorrentía superficial para el valle del río mediante la aplicación de un modelo hidráulico para los periodos de retorno mencionados. A partir de la elaboración de las curvas-intensidad-duración-frecuencia se determinaron las precipitaciones máximas instantáneas para los distintos periodos de retorno, con una duración de tormenta de seis horas, las cuales se ingresaron al modelo hidrológico HEC-HMS que permitió el cálculo de los caudales máximos, para diferentes periodos de retorno 25, 50, 100 y 200 años, los cuales fueron: 290.7, 331.3, 348.3 y 383.0 m³/s, respectivamente, con porcentajes de error de 0.35, 0.36, 0.28 y 0.14 por ciento, debido a estas diferencias porcentuales entre los caudales pico simulados y observados próximas a cero, se concluye que el modelo hidrológico está calibrado, el modelo aplicado para el río de Nuñoa, influyó determinantemente en la realización del análisis para la identificación de las zonas de riesgo de inundación, concluyendo así que la zona del pueblo de Nuñoa presenta vulnerabilidad del río, con unas áreas de inundación de 10 a 20 hectáreas, para los periodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años respectivamente.

Palabras clave: escorrentía superficial, modelo hidrológico, precipitación escorrentía, periodo de retorno.

ABSTRACT

This thesis has studied the incidence of maximum annual rainfall in 24 hours in the generation of maximum flows, for the basin of the river Nuñoa of the province of Melgar and the region of Puno, in order to protect the flood zone of the capital of the district. The pluviometric information was analyzed and forecast, using statistical tools for different periods of return (25, 50, 100 y 200 years). This obtained rainfall information was processed in such a way that instantaneous rainfall was obtained for a six-hour storm. Then with this information a hydrological model was applied, and by means of a systematized precipitation-runoff process the maximum flows were obtained. With these flows, the simulation of the surface runoff for the river valley was made by applying a hydraulic model for the aforementioned return periods. From the elaboration of the Curves-Intensity-Duration-Frequency the instantaneous maximum precipitations were determined for the different periods of return, with a storm duration of six hours, which were entered into the HEC-HMS Hydrological Model. The Model, allowed the calculation of the maximum flows, for different return periods 25, 50, 100 and 200 years, which were: 290.7, 331.3, 348.3, and 383.0 m³ / s, respectively, with error percentages of 0.35; 0.36; 0.28 and 0.14 percent. Due to these percentage differences between the simulated and observed peak flows close to zero, it is concluded that the Hydrological Model is calibrated. The model applied for the river of Nuñoa, had a decisive influence on the analysis for the identification of the flood risk zones, thus concluding that the area of the town of Noñua, presents vulnerability of overflow of the river, with flood areas of 10 to 20 hectares, for the return periods of 25, 50, 100 and 200 years respectively.

Keywords: Return period, hydrological model, precipitation-runoff surface runoff, hydraulic model

I.INTRODUCCION

En la sierra del Perú, las precipitaciones pluviales de alta intensidad tienen un impacto muy negativo sobre los recursos naturales como es la erosión de suelos agrícolas, inundaciones en las partes bajas, así también afecta a la vida humana, la salud de los humanos y animales de la zona, el bienestar de las familias y la economía de la población rural (Tarazona, 2016). El conocimiento científico de las circunstancias vinculadas a estas enormes anomalías climáticas es muy importante.

El pronóstico hidrológico de las descargas es sólo un aspecto del problema, a la ingeniería le interesa conocer la probabilidad de ocurrencia de eventos de determinada magnitud para su consideración en la planificación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de las obras de ingeniería y para la ocupación territorial (Rocha, 2007) y (Tarazona, 2016).

Debido a las limitaciones en las técnicas de medición de fenómenos del mundo real, los modelos de simulación de diferentes tipos proveen medios de extrapolación cuantitativa o predicción, que permiten simular estados de un sistema hidrológico real cuando no hay datos disponibles en el espacio o en el tiempo y conocer el impacto de futuros cambios hidrológicos, ayudando de este modo a la conservación del medio ambiente (Mejia, 2006).

Un modelo hidrológico es una representación simplificada del sistema real cuyo objetivo es estudiar la operación del mismo y predecir su salida. Sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas con las salidas, las cuales pueden expresarse como función del tiempo. Abarcan una gran diversidad de problemas y funcionalidades tales como predicción de crecidas, riesgos hidrológicos, desbordes de ríos, inundaciones, entre otros.

La precipitación total que presenta la cuenca Nuñoa tiene un promedio anual de 715 mm y se distribuyen de manera desigual durante el año produciéndose las mayores precipitaciones en los meses de noviembre a abril. El caudal máximo medio mensual del río Nuñoa es de 270 m³/s en el mes de marzo y el mínimo medio mensual es de 1.67 m³/s para el mes de agosto de 1999. Datos según la estación hidrométrica limnimétrica de Asillo – Puente Asillo. En esta subcuenca se realizaron 124 puntos de aforo y se tiene 01 punto planteado para su evaluación obligatoria la misma que se ubica en el puente Asillo y 03 puntos de aforo como de segundo orden de prioridad ubicados en la desembocadura de las micro cuencas de Nuñoa y Corahuiña así como en el puente Nuñoa (INRENA, 2003).

1.1 Identificación del problema

En la ciudad de Nuñoa, las precipitaciones han deteriorado los muros naturales existentes construido por nuestros antepasados, quedando rezagos de la existencia de este muro de contención de aguas abajo del muro de contención planteado, de continuar los eventos extraordinarios se originaría el riesgo de la seguridad de la población, al destruirse las avenidas, centenares de familias no tendrían techo ni abrigo, de afectarse los servicios básicos la población estaría expuesta a enfermedades relacionadas a la falta de saneamiento que podrían propagarse de no trabajar concertadamente, pérdida de hectáreas de cultivos, pérdida de la infraestructura de riego perjudicando enormemente la economía de la población.

En cualquier proyecto de Ingeniería, el problema de su dimensionamiento o sobredimensionamiento de una obra implica costos excesivos a lo largo del tiempo; por lo tanto, un proyecto intermedio sería la solución ideal, generando los menores costos anuales a través de estudios hidrológicos utilizando los modelos hidrológicos adecuados de la cuenca. Los métodos estadísticos se apoyan en la existencia de series de datos de caudales en el lugar de interés, las cuales son sometidas a un análisis de frecuencias usando técnicas tradicionales de estudio (se basan por lo tanto en la observación de eventos pasados).

Esto implica que la curva de frecuencia definida para un determinado lugar es válida rigurosamente para ese lugar; cuando generalmente la información que se requiere es en un lugar diferente, donde no existen datos medidos; la regionalización de datos permite combinar informaciones de diversos lugares en la cuenca o región, para producir por ejemplo, una curva regional de frecuencias, válida en toda la región y lugares sin información; este recurso entre tanto, está limitado a descargas de hasta 100 años de período de retorno. En el tramo del río Nuñoa hay acumulación y depósitos de material sólido, que ocasionan el cambio de dirección del flujo del agua hacia la margen izquierda del río deteriorando las defensas existentes (INRENA, 2003).

1.2 Enunciados del problema

El problema fundamental que se observa a nivel de las cuencas del Altiplano, después de la ocurrencia de una tormenta, es la ocurrencia de una onda de crecida que ocasiona inundaciones y las consiguientes pérdidas económicas; este problema se pretende solucionar analizando y aplicando modelos probabilísticos y el modelo HEC HMS para lo cual se ha formulado las siguientes interrogantes:

1.2.1 Problema general

Evaluar las máximas avenidas en función de las características hidrológicas y fisiográficas para prevenir desastres producidos por tormentas de alta intensidad de la cuenca del río Nuñoa Melgar.

1.2.2 Problemas específicos

Aplicar el modelo hidrológico empíricos para la evaluación de máximas avenidas con el fin de prevenir las inundaciones que ocurren dentro de la cuenca del río Nuñoa.

Generar información base para fines de acondicionamiento y protección de defensa ribereña y elaborar propuestas de prevención de desastres por eventos extremos.

1.3 Justificación

El desborde del río Nuñoa podría presentarse en cualquier momento afectando a la localidad de Nuñoa que se encuentra dentro de la ciudad – urbano – Nuñoa y provocaría pérdidas económicas y podría incluso generar situaciones de grave riesgo. La zona identificada es vulnerable ante la presencia de avenidas extremas como consecuencia del desborde del río, ya que los muros han colapsado no existiendo en estos momentos ninguna protección para la población. Así mismo la población corre grave peligro al querer cruzar el río de Nuñoa por sus propios medios, esto debido a que en la zona no existen puentes suficientes para el paso de habitantes y por lo tanto muchos habitantes han sido víctimas al querer cruzar el río.

Los daños que causan las máximas avenidas, son notorios en el aspecto económico y social en las comunidades de la cuenca, con mayor incidencia en las actividades agrícolas, pecuarias y urbanas de la zona de estudio.

La selección correcta de una avenida de proyecto constituye un aporte esencial de los estudios de ingeniería, para prevenir y controlar los problemas mencionados, es importante tener un criterio técnico muy amplio en el estudio hidrológico del potencial de máximas avenidas. Para ello, es necesario disponer de información de series de precipitaciones máximas de mayor longitud de registro, esta nos permitirá interpretar el comportamiento hidrológico de un evento, con el propósito de predecir el riesgo que puede sufrir los proyectos de mayor envergadura y garantizar la vida económica de estructuras hidráulicas.

La razón fundamental de la presente investigación es realizar el estudio de análisis de máximas avenidas aplicando el modelo HEC – HIDROLOGIC MODELING SYSTEM

(HIMS), lo cual permitira minimizar y mitigar los impactos negativos y riesgos que suponen una avenida, contribuyendo al desarrollo sostenible de las comunidades de la cuenca en estudio (Villon, 20087).

1.4. Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Evaluar las máximas avenidas en función de las características hidrológicas y fisiográficas para prevenir desastres producidas por tormentas de alta intensidad de la cuenca del río Nuñoa Melgar.

1.4.2 Objetivos específicos

Aplicar el modelo hidrológico empíricos para la evaluación de máximas avenidas con el fin de prevenir las inundaciones que ocurren dentro de la cuenca del río Nuñoa.

Generar información base para fines de acondicionamiento y protección de defensa ribereña y elaborar propuestas de prevención de desastres por eventos extremos.

1.5 Hipótesis

1.5.1 Hipótesis general

Las máximas avenidas están determinadas por las características hidrológicas, fisiográficas y las tormentas de alta intensidad en la cuenca del río Nuñoa.

1.5.2 Hipótesis específicas

Los modelos hidrológicos empíricos determinan caudales similares a caudales aforados en la cuenca del río Nuñoa.

El caudal estimado permite dimensionar las estructuras hidráulicas para el diseño de defensas rivereñas en la cuenca del río Nuñoa de Melgar.

II. REVISION DE LITERATURA

2.1 El ciclo hidrológico

Las ciencias hídricas están relacionadas con las aguas de la tierra: su distribución y circulación, sus propiedades físicas y químicas, su interacción con el ambiente y con los seres vivos y en particular con los seres humanos. Puede considerarse que la hidrología abarca todas las ciencias hídricas. En una forma más estricta, puede definirse como el estudio del ciclo hidrológico. El cuál es el foco central de la hidrología. No tiene principio ni fin y sus procesos ocurren en forma continua: el agua se evapora desde los océanos y de la superficie terrestre para volver a la atmósfera; el vapor de agua se transporta y se eleva hasta que condensa y precipita sobre la superficie terrestre o los océanos.

El agua que precipitada puede ser interceptada por la vegetación, convertirse en flujo superficial sobre el suelo, infiltrarse en él, escurrir por el suelo como flujo subsuperficial y descargar en ríos como escorrentía superficial. El agua infiltrada puede percolar profundamente para recargar el agua subterránea de donde emerge en manantiales o se desliza hacia ríos para formar la escorrentía superficial y finalmente fluye hacia el mar o se evapora y por tal dándose una retroalimentación del ciclo (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

2.2 Cuenca hidrográfica

Es un espacio geográfico cuyos aportes de agua son alimentados exclusivamente por precipitaciones que caen en el interior y el excedente de agua o en materia sólida transportadas por el agua forman, en un punto espacial único, una desembocadura, una estación de aforo, o un punto arbitrario (Llamas, 1993).

Constituye una unidad hidrológica descrita como una unidad físico-biológica y también como unidad socio-política para la planificación y ordenamiento de los recursos naturales. En el interior de la cuenca se pueden delimitar subcuencas o microcuencas. Las divisorias que delimitan las subcuencas se conocen como parteaguas secundarios. Las cuencas pueden subdividirse en tres zonas de funcionamiento hídrico principales: Zona de cabecera; Zona de captación-transporte; y Zona de emisión.

Para un mejor concepto de definición de una cuenca se la clasifica en función del tipo de aguas en circulación. Así se considera una cuenca hidrográfica como una unidad morfográfica donde sólo se consideran a las aguas superficiales y cuenca hidrológica como un concepto más integral, donde se incluyen las aguas superficiales y subterráneas.

2.3 Precipitación

Se conoce como precipitación a la cantidad de agua que cae a la superficie terrestre y proviene de la humedad atmosférica, ya sea en estado líquido (llovizna y lluvia) o en estado sólido (escarcha, nieve, granizo). La precipitación es uno de los procesos meteorológicos más importantes para la Hidrología, y junto a la evaporación constituyen la forma mediante la cual la atmósfera interactúa con el agua superficial en el ciclo hidrológico (Mijares, 1989).

2.4 Precipitación efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva, es aquella que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

2.5 Infiltración

Es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. Existen diversos factores que influyen en la tasa de infiltración, tales como la condición del suelo y la cubierta vegetal, propiedades del suelo como la conductividad hidráulica o la porosidad, el contenido de humedad, entre otros (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

Existen diversos métodos que permiten calcular la infiltración, entre los más conocidos está el método del SCS (Servicio de Conservación de Suelos).

2.6 Método SCS para abstracciones

El Servicio de Conservación de Suelos desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional de agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S , que es la máxima cantidad de lluvia que la cuenca puede absorber. Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es la precipitación menos la abstracción inicial (Chow et al, 1994).

2.7 Sistema hidrológico

Chow, et al. (1994), afirman que los fenómenos hidrológicos son extremadamente complejos y es posible que nunca se les entienda en su totalidad. Sin embargo, en ausencia de un conocimiento perfecto, pueden representarse en forma simplificada por medio del concepto de sistema. Un sistema es un conjunto de partes conectadas entre sí, que forman un todo. El ciclo hidrológico puede tratarse como un sistema cuyos componentes son precipitación, evaporación, escorrentía y otras fases del ciclo hidrológico. Estos componentes pueden agruparse en subsistemas del ciclo total; para analizar el sistema total, estos subsistemas más simples pueden analizarse separadamente y combinarse los resultados de acuerdo con las interacciones entre los subsistemas.

Un sistema hidrológico se define como una estructura o volumen en el espacio, rodeada por una frontera, que acepta agua y otras entradas, opera en ellas internamente y las produce como salidas.

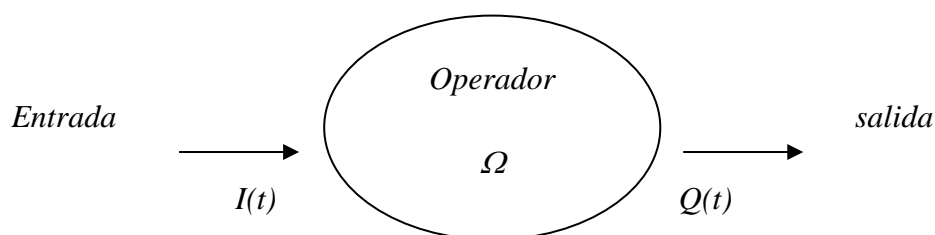


Figura 1 Sistema hidrológico general (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

Si se utiliza el concepto de sistema, el esfuerzo se dirige hacia la construcción de un modelo que relacione entradas y salidas en lugar de llevar a cabo la extremadamente difícil tarea de una representación exacta de los detalles del sistema, los cuales pueden ser desconocidos o no significativos desde un punto de vista práctico.

2.8 Modelos hidrológicos

2.8.1 Modelo del sistema hidrológico

Según Chow, et al. (1994), el objetivo de analizar el sistema hidrológico es estudiar la operación del sistema y predecir su salida. Un modelo de sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y las salidas. Central a la estructura del modelo está el concepto de transformación del sistema.

Las entradas y las salidas pueden expresarse como funciones del tiempo, $I(t)$ y $Q(t)$ respectivamente, en donde t pertenece al rango de tiempo T en consideración. El sistema realiza una transformación de la entrada en la salida representada por:

$$Q(t) = \Omega I(t)$$

La cual se conoce como ecuación de transformación del sistema. El símbolo Ω es una función de transferencia entre la entrada y la salida. Si esta relación puede representarse mediante una ecuación algebraica, entonces Ω es un operador algebraico.

2.8.2 Modelos

(Ponce, 1989), señala que, en ingeniería hidrológica, existe cuatro tipos de modelos matemáticos: (1) Determinístico, (2) Probabilístico, (3) Conceptual y (4) Paramétrico. Un modelo conceptual es una representación simplificada del proceso físico, obtenida por las variaciones espacial y temporal, agregado y descrito en términos de cualquiera de las ecuaciones diferenciales ordinarias o ecuaciones algebraicas. Un modelo paramétrico representa procesos hidrológicos por medio de ecuaciones algebraicas, este contiene parámetros claves para ser determinados en forma empírica.

2.8.3 Modelos estocásticos

Chow, et al. (1994), los definen como, modelos de variables aleatorias o probabilísticas que no tienen valor fijo en un punto particular del espacio y del tiempo, pero que están descritas a través de distribuciones de probabilidad. Estos modelos hacen predicciones. Por ejemplo, la lluvia que caerá mañana en un lugar particular no puede pronosticarse con exactitud.

2.8.4 Modelos determinísticos

Chow, et al. (1994), afirman que, no consideran la aleatoriedad, una entrada dada, produce siempre una misma salida. Modelos determinísticos hacen pronósticos. Por ejemplo. Modelo determinístico para la determinación de evaporación diaria en un lugar dado.

2.9 Análisis de consistencia de información hidrológica

(Mejia, 2006), indica que, antes de iniciar cualquier análisis o utilizar los datos observados en las estaciones hidrométricas, hay necesidad de realizar ciertas verificaciones de los valores de precipitación. Los datos hidrológicos en general, están constituidos por una larga secuencia de observaciones de alguna fase del ciclo hidrológico obtenidas para un

determinado lugar. No obstante que un registro largo sea lo deseable, se debe reconocer que cuanto más largo es el período de registro, mayor será la posibilidad de error. Una serie generada en esas condiciones, si los errores o cambios fueran apreciables, es inconsistente, o carece de homogeneidad.

Para verificar este tipo de inconsistencia, se usa el método de la curva de doble masa, basado en el hecho de que un gráfico de una cantidad acumulada plateada contra otra cantidad acumulada durante el mismo período, debe ser una línea recta siempre que las cantidades sean proporcionales, la inclinación de la recta representa la constante de proporcionalidad. Una alteración en la pendiente de la recta, indicará que ocurrió un cambio en la constante de proporcionalidad entre las dos variables o que tal vez la proporcionalidad no es constante en todos los niveles de acumulación.

(Paoli, Caick, & Morreci, 2002), señalan que, la consistencia en la determinación de caudales de diseño por transformación lluvia-caudal y análisis de frecuencia es de vital importancia para el diseño de obras hidráulicas. En la ingeniería práctica, el dimensionado de distintos tipos de obras requiere el cálculo de la crecida de diseño para lo cual es necesario asociar una magnitud de crecida con la probabilidad anual de ser superada, con lo que se presenta el riesgo hidrológico del evento.

2.10 Métodos para el análisis de avenidas

(Aparicio, 1996), afirma que, en la estadística existe decenas de funciones de distribución de probabilidad teóricas; de hecho, existen tantas como se quiera, y obviamente no es posible probarlas todas para un problema particular. Por lo tanto, es necesario escoger, de esas funciones, las que se adapten mejor al problema bajo análisis.

2.10.1 Distribución Log-normal

Es una distribución para una variable aleatoria cuyos logaritmos siguen una distribución normal, con parámetros μ y σ . Los datos hidrológicos, a veces, tienen una distribución fuertemente asimétrica y en general en esos casos una transformación logarítmica la convierte en una distribución normal.

Así la función de densidad y la función de distribución acumulada de probabilidad son:

$$f(y) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

$$P(Y < y) = F(y) = \int_{-\infty}^y \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{\sigma}\right)^2} dy$$

Dónde: Y = variable aleatoria.

y = logaritmo de la variable aleatoria.

μ y σ = parámetros de la función de densidad de probabilidad normal.

La distribución Log-normal es de gran utilidad porque abre el amplio campo teórico de aplicación de la distribución Normal. Como ambas distribuciones, Normal y Log-Normal son de dos parámetros, basta calcular la media y la desviación estándar de los caudales o las precipitaciones y de sus respectivos logaritmos. El grado de ajuste de una serie de datos puede, como en los demás casos, ser examinado a través del uso del papel de probabilidades Log-normal, donde debe resultar una recta.

2.10.2 Distribución de Gumbel

Entre las diversas distribuciones de valores extremos es la que actualmente tiene mayor utilidad. Los valores extremos en cuestión serían las precipitaciones diarias máximas anuales, ya que cada una es la máxima entre los 365 valores del año. Para aplicar esta ley, se debe tener en cuenta que existen muestras, cada una constituida de 365 elementos, del universo de la población infinita de la variable aleatoria que es la precipitación diaria. De acuerdo con la ley de los extremos, la ley de distribución de la serie de n términos constituidos por los mayores valores de cada muestra tiende asintóticamente para una ley simple de probabilidades, que es independiente de la que rige la variable aleatoria a las diferentes muestras y en el propio universo de la población infinita.

Esa es la base del método de Gumbel (distribución de valores extremos tipo I), en el cual se calcula P por la siguiente relación:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}}$$

$$y = \frac{1}{0.7997} (p - \bar{p} + 0.45\sigma_p)$$

Donde:

\bar{p} es la media de las “n” precipitaciones máximas, P es la probabilidad de que una precipitación máxima diaria de un año cualquiera sea mayor o igual a la precipitación p, y σ_p la desviación estándar de las “n” precipitaciones máximas.

La expresión de y muestra que existe una relación lineal entre él y el valor de p; esa recta puede ser diseñada conociéndose:

$$\bar{p} = \frac{\sum p}{n} \quad S_p = \sqrt{\frac{\sum (p - \bar{p})^2}{n-1}}$$

El eje donde están marcados los valores de y puede ser graduado en tiempos de retorno a

través de la relación $T = \frac{1}{P}$ y de esta manera, a cada precipitación le corresponde un período de retorno; conociéndose a este como papel de distribución Gumbel.

El método de Gumbel es de fácil aplicación y se basa sólo en dos parámetros, la media y la desviación estándar, mientras que otros métodos incluyen el coeficiente de asimetría.

2.10.3 Distribución Pearson III y Log-Pearson III

La distribución Pearson III posee las características de ser asimétrica y no negativa, lo que la hace adecuada para describir las precipitaciones máximas; es una distribución de tres parámetros. La media, desviación estándar y el coeficiente de asimetría, son definidos por las siguientes relaciones:

$$\bar{p} = \frac{\sum p}{n} \quad S_p = \sqrt{\frac{\sum (p - \bar{p})^2}{n-1}}$$

$$c_p = \frac{\sum (p - \bar{p})^3}{2S_p \sum (p - \bar{p})^2} = \frac{n \sum p^3 - 3n(\sum p)(\sum p^2) + 2n(\sum p)^3}{n(n-1)(n-2)S_p^3}$$

La función de densidad de probabilidad y la función de probabilidad acumulada están dadas por:

$$f(p) = \frac{(p - \alpha)^{\gamma-1} e^{-\frac{p-\alpha}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$

$$P(P < p) = F(p) = \int_0^p \frac{(p-\alpha)^{\gamma-1} e^{-\frac{p-\alpha}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} dp$$

Donde:

α = parámetro de posición: $\bar{p} = \alpha + \beta\gamma$

β = parámetro de escala: $S_p = \beta\sqrt{\gamma}$

γ = parámetro de forma: $c_p = \frac{2}{\sqrt{\gamma}}$

2.11 Métodos hidrometeorológicos

2.11.1 Transformación lluvia-escurrentía

(Aparicio, 1996), refiriéndose a las relaciones lluvia-escurrimiento dice que, es sumamente común que no se cuente con registros adecuados de escurrimiento en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de las obras hidráulicas. En general los registros de precipitaciones son más abundantes que los de escurrimiento y, además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etc.

Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por planos topográficos y de uso de suelo, y la precipitación a través de mediciones directas en el caso de predicción de avenidas frecuentes, o bien usando los métodos de análisis de datos de precipitación en el caso de avenidas de diseño. Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

Área de la cuenca.

Altura total de precipitación.

Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).

Distribución de la lluvia en el tiempo.

Distribucion en el espacio de la lluvia.

(Coaquira, 1998), señala que, existen diversas metodologías para la determinación del caudal de diseño, las más conocidas son en base a los caudales máximos instantáneos registrados o en función a las precipitaciones máximas registradas en los fluviógrafos. En base a los primeros los análisis de datos se realizan estocásticamente también con modelos regionalizados; mientras que con los segundos deterministamente.

Según (Nania, 2003), una vez que se ha estudiado el régimen de precipitaciones de una cuenca, obtenido una lluvia de diseño asociada a un determinado período de retorno y estimado las pérdidas con alguno de los modelos disponibles, de manera tal de encontrar la lluvia neta o efectiva, el paso siguiente es transformar esa lluvia efectiva en escorrentía o caudal. Esta transformación puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos. El más popular es el hidrograma unitario, introducido por Sherman en los años 1930. También es posible la utilización de modelos de depósito y, si el nivel de información es el adecuado, también se pueden usar modelos basados en las ecuaciones del movimiento del fluido, especialmente en zonas urbanas.

2.11.2 Determinación de la precipitación promedio en la cuenca

Según (Chereque, 1989), se define isoyeta la línea de igual precipitación. El método consiste en: Trazar las isoyetas, interpolado entre las diversas estaciones, de modo similar a como se trazan las curvas de nivel.

Hallar las áreas a_1, a_2, \dots, a_n entre cada dos isoyetas seguidas.

Si p_0, p_1, \dots, p_n son las precipitaciones representadas por las isoyetas respectivas, entonces:

$$p = \frac{\frac{p_0 + p_1}{2} a_1 + \dots + \frac{p_{n-1} + p_n}{2} a_n}{a_1 + \dots + a_n}$$

Donde:

p = precipitación media de la cuenca.

a) Reducción de la precipitación según área

(U.S.Bureau of reclamation, 1973), menciona que las precipitaciones promedio en cuencas para ser convertidas en precipitaciones uniformes sobre el área, deben ser afectadas por un

factor de reducción según el área de la cuenca, puesto que una tormenta no precipita sobre toda el área de la cuenca. Estos factores se pueden observar en el siguiente cuadro.

Tabla 1 Factor de reducción por área (Área reducción factor)

Drainage área (square miles)	Reduction factor applicable H. R. 33 rainfall values (percent)
1000	10.0
500	10.0
200	11.0
100	13.0
50	15.0
10	20.0

Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1973).

b) Hietogramas de diseño utilizando análisis de eventos de tormenta

Chow et al. (1994), consideran que, analizando los eventos de tormenta observados, puede determinarse la secuencia temporal de precipitación en tormentas típicas. Huff (1967) desarrolló relaciones de distribución temporal para tormentas fuertes en áreas de hasta 400 mi². Los patrones de distribución temporal se desarrollaron para cuatro grupos de probabilidad, desde los más severos (primer cuartil) hasta los menos severos (cuarto cuartil).

(U.S. Department of Agriculture Soil Conser. Ser., 1986) desarrolló hietogramas sintéticos de tormentas para utilizarse en los Estados Unidos con duraciones de tormentas de 6 y 24 horas. Estos hietogramas se dedujeron al utilizar la información presentada por Hershfield (1961) y Miller, Frederick y Tracey (1973) y datos de tormentas adicionales. La tabla presenta los hietogramas acumulados. Existen cuatro tormentas de 24 horas de duración, llamadas Tipo I, IA, II y III, respectivamente; localizados geográficamente en los Estados Unidos donde dichos hietogramas podrían aplicarse.

Los Tipos I y IA corresponden al clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos. El tipo III corresponde al Golfo de México y las áreas costeras del Atlántico, donde las tormentas tropicales producen lluvias de 24 horas muy grandes. El Tipo II corresponde al resto del país.

Tabla 2 Distribucion de la lluvia SCS (Soil Conservation Service del U.S. Department of Agriculture-1986)

Tormenta de 24 horas						Tormenta de 6 Horas		
	Pt/P24							
Hora t	t/24	Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III	Hora t	t/6	Pt/6
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
2.00	0.083	0.035	0.050	0.020	0.020	0.60	0.10	0.04
4.00	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.00	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.00	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.00	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.50	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.00	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.50	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.00	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.50	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70
11.00	0.458	0.624	0.624	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.50	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.490	0.669	0.655	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.00	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.50	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.00	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.50	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14.00	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.00	1.00
16.00	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886			
20.00	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

Fuente: U.S. Dep. of Agricultura, Soil Conservation Service, 1973, 1986 (Chow et al.(1994).

c) Método SCS para abstracciones

Chow et al. (1994), afirman que, el Soil Conservation Service (1972) desarrollo un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P-I_a$. La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - Ia}$$

Del principio de continuidad:

$$P = Pe + Ia + Fa$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para Pe se encuentra

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S}$$

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

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

$$Ia = 0.2S$$

Con base en esto

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

Al representar en graficas la información de P y Pe para muchas cuencas, el SCS encontró curvas. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$.

El número de curva y S se relacionan por

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde S esta en pulgadas. Los números de curva se aplican a condiciones antecedentes de humedad (AMC, por sus siglas en inglés) normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por

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

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

Tabla 3 Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.

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

Fuente: Soil Conservation Service, 1972.

En el cuadro anterior se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase. Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

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

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

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

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

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

d) Hidrograma unitario (definición e hipótesis básicas).

Nanía (2003), describe que, el método del hidrograma unitario tiene en cuenta, además del área y la intensidad de la lluvia, como lo hace el método racional, la forma pendiente y características fisiográficas de la cuenca en estudio, aunque lo hace de forma implícita. El hidrograma unitario es el hidrograma de escorrentía directa causado por una lluvia efectiva

unitaria de intensidad constante a lo largo de la duración efectiva y distribuida uniformemente sobre el área de drenaje.

El método se basa en dos hipótesis:

La respuesta de la cuenca ante el proceso de escorrentía sigue un comportamiento lineal. Esto significa que son aplicables los principios de proporcionalidad y superposición. No se tiene en cuenta la variabilidad temporal de las características de la cuenca, de manera que una misma lluvia efectiva produce siempre el mismo hidrograma de escorrentía directa.

Según Linsley et al. (1988), sería erróneo que un hidrograma típico bastaría para una hoya. Aun cuando las características físicas de la hoya permanezcan relativamente constantes, las características variables de las tormentas producen cambios en la forma de los hidrogramas resultantes. Las características de una tormenta son la duración de la lluvia, el patrón de intensidad – tiempo, la distribución espacial de la lluvia y la cantidad de escorrentía.

Duración de la lluvia.

El hidrograma unitario puede emplearse de dos maneras. Se puede obtener un hidrograma unitario a partir de una lluvia de duración corta (por ejemplo 1 hora), y dividir en intervalos semejantes precipitación de exceso de todas las tormentas que se van a aplicar. La otra posibilidad sería obtener una serie de hidrogramas unitarios de la hoya. Debido a la falta de información en cuanto a distribución horaria de la lluvia, el segundo método se utilizó comúnmente en las primeras épocas del hidrograma unitario.

Teóricamente, se necesitaría un número infinito de hidrogramas unitarios para cubrir el rango de duraciones. En realidad, el efecto de pequeñas diferencias en la duración es muy leve y generalmente se acepta una tolerancia de $\pm 25\%$ en la duración. Por lo tanto, se necesitan únicamente unos pocos hidrogramas unitarios. Cuando se busca una solución en un computador se prefiere un hidrograma para una duración corta.

Patrón de intensidad-tiempo.

Si se trata de obtener un hidrograma unitario para cada patrón intensidad-tiempo, se necesitaría un número infinito de hidrogramas unitarios. En la práctica, los hidrogramas unitarios se pueden basar en la suposición única de intensidad uniforme de lluvia. Sin embargo, durante la tormenta se reflejarán en la forma del hidrograma resultante grandes variaciones en la intensidad de la lluvia (y por lo tanto en la tasa de escorrentía).

La escala de tiempo para la cual las variaciones en la intensidad son críticas depende principalmente del tamaño de la hoya. Los aguaceros de corta duración pueden ser causa de picos definidos en los hidrogramas de hoyas cuya área es de apenas unas pocas hectáreas, mientras que en hoyas de algunos cientos de kilómetros cuadrados se requerirán cambios en intensidad con duración de horas para causar efectos significativos en el hidrograma. Si los hidrogramas unitarios para una hoya son aplicables a tormentas de duración más corta que el tiempo crítico para la hoya, los hidrogramas para tormentas con mayor duración se pueden sintetizar de una manera sencilla. Una duración básica, de aproximadamente un cuarto del tiempo de retardo de la hoya, se considera satisfactoria.

Distribución espacial de la escorrentía.

El patrón espacial de la escorrentía puede ser causa de variaciones en la forma del hidrograma. Si la zona de alta escorrentía está cerca de la salida de la hoya, el resultado será una rápida crecida, un pico corto y una recesión rápida. Si la zona de alta escorrentía está en la parte alta de la hoya, la creciente y la recesión serán lentas y el pico tendrá mayor duración. Se han desarrollado hidrogramas unitarios para patrones específicos de distribución espacial de la escorrentía, por ejemplo, concentrada en la parte de aguas arriba o aguas abajo o uniforme.

Sin embargo, esto no es totalmente satisfactorio dada la subjetividad de la clasificación. Una solución mejor consiste en aplicar el método de los hidrogramas unitarios únicamente a hoyas suficientemente pequeñas, asegurando de esta manera que las variaciones espaciales esperadas no serán de magnitud suficiente para que originen cambios grandes en la forma del hidrograma.

El tamaño límite de la hoya está determinado por la exactitud deseada y las características climáticas regionales. Sin embargo, en general, los hidrogramas unitarios no pueden utilizarse para hoyas cuya área sobrepase los 5000 km² (2000 mi²), a menos que sea aceptable una exactitud inferior. Lo anterior no es aplicable a variaciones en la lluvia causada por la topografía de la hoya, puesto que estos patrones de lluvia se pueden considerar como características relativamente fijas de la hoya. Son las variaciones del patrón normal las causantes de problemas.

Cantidad de escorrentía. Inherente a la suposición de un hidrograma unitario lineal está la suposición de que las ordenadas de flujo son proporcionales al volumen de escorrentía para

todas las tormentas de una duración dada y que el tiempo base de todos estos hidrogramas es igual. Como es obvio, esta suposición no es completamente válida puesto que, dado el carácter de las curvas de recesión, la duración de las mismas debe ser función de la descarga pico.

Además, los hidrogramas unitarios de tormentas de la misma duración, pero de diferente magnitud, no siempre coinciden. Los hidrogramas unitarios obtenidos a partir de tormentas menores son, en general, más bajos que aquellos obtenidos a partir de grandes tormentas. Esto puede ser debido a que los eventos menores contienen menos escorrentía superficial y relativamente más escorrentía subsuperficial y agua subterránea que los eventos mayores, o debido a que el tiempo de viaje en los canales es mayor para descargas bajas.

e) Hidrogramas unitarios sintéticos

Nanía (2003), señala que, el hidrograma unitario calculado a partir de la información de lluvia y caudal de una cuenca se aplica solamente a la cuenca y al punto del cauce en donde se midieron los caudales. Los hidrogramas unitarios sintéticos se utilizan para calcular hidrogramas unitarios en otros puntos del cauce dentro de la misma cuenca, o bien, en cuencas adyacentes de carácter similar. Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos: Los que relacionan las características del hidrograma unitario con las características de la cuenca (Snyder, Gray).

Los basados en hidrogramas unitarios adimensionales (SCS).

Los basados en modelos de almacenamiento y tránsito de la cuenca (Clark).

f) Hidrograma adimensional SCS

Según Chow et al. (1994), el hidrograma adimensional SCS es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario, T_p .

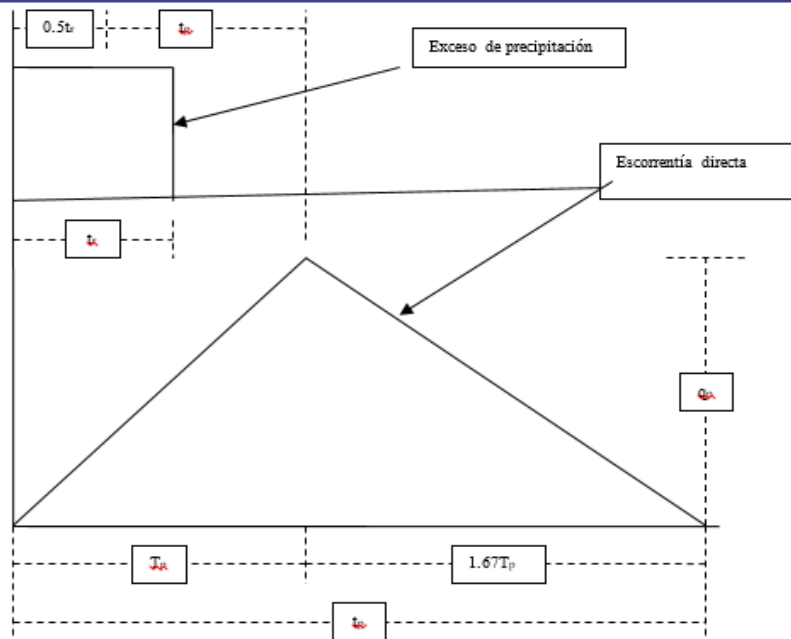


Figura 2 Hidrograma unitario sintético triangular del Soil Conservation Service. (Fuente: Chow et al. (1994)).

Dados el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada. Los valores de q_p y T_p pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular tal como se muestra en la figura, en donde el tiempo está dado en horas y el caudal en $m^3/s-cm$ (Soil Conservation Service, 1972).

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

$$q_p = \frac{CA}{T_p}$$

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

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

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$$

g) Tiempo de concentración

Chow et al. (1994), realizaron un resumen de las ecuaciones de tiempo de concentración.

Kirpich (1940)

$$t_c = 0.0078L^{0.77} S^{-0.385}$$

Donde:

L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, pies.

S = pendiente promedio de la cuenca, pies/pie.

Observaciones: Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.

California Culverts Practice (1942)

$$t_c = 60 \left(\frac{11.9L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

L = longitud del curso de agua más largo, mi.

H = diferencia de nivel entre la divisorio de aguas y la salida, pies.

Observaciones: Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.

Ecuación de retardo SCS (1973)

$$t_c = \frac{100L^{0.8} \left[\left(\frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0.7}}{1900S^{0.5}}$$

Donde:

L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), pies.

CN = número de curva SCS.

S = Pendiente promedio de la cuenca, %.

Observaciones: Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2000 acres; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67$ *retardo de la cuenca.

Coaquira (1994), describe las siguientes fórmulas de tiempo de concentración:

Formula de Ven Te Chow

$$t_c = 0.274 \left(\frac{L}{S^{1/2}} \right)^{0.64}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (horas).

L = longitud del curso principal (km).

S = pendiente media del curso principal (m/m).

Formula del U.S. Corps of Engineers

$$t_c = 0.280 \left(\frac{L}{S^{1/4}} \right)^{0.76}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (horas).

L = longitud del curso principal (km).

S = pendiente media del curso principal (m/m).

j) Modelo HEC-Hydrologic Modeling System (HMS)

El Sistema de Modelamiento Hidrológico fue diseñado para simular los procesos lluvia-escorrimento de sistemas de cuencas dendríticas. Se diseñó para ser aplicable en una amplia gama de áreas geográficas para resolver el más ancho rango posible de problemas. Este rango incluye abastecimiento de agua a depósitos grandes e hidrología de máximas avenidas, y el escurrimiento de pequeñas cuencas urbanas o naturales.

El Software HEC-HMS, desarrollado por el Hydrologic Engineering Center de los Estados Unidos de Norteamérica. Determina los hidrogramas de caudales para eventos de tormenta.

En el modelo HEC-HMS versión 2.2.2 se calcula las precipitación efectiva (resta las pérdidas), transforma la precipitación efectiva a caudal y permite incorporar flujo base, para un evento de tormenta.

2.2 Antecedentes

En el área de estudio no existen defensas ribereñas de concreto solo se encuentran muros de protección por lo cual han colapsado, sufrido socavaciones y los que quedan están en el riesgo de colapsar.

El río Nuñoa de la ciudad, en épocas de altas avenidas causan desastres de gran magnitud, tal es así en las últimas avenidas el río en mención ha dañado gran parte de los muros por socavación, de áreas de cultivos y otros, por ende generando pérdidas económicas y pérdidas de capital de producción, a consecuencia de estos fenómenos inesperados ha disminuido notablemente la capacidad de producción agrícola, dicho fenómeno producido genera pobreza.

Además el crecimiento demográfico poblacional es un factor fundamental que interviene, los que hacen que el suelo se degrade por el uso continuo de las tierras, este proceso de crecimiento y desarrollo social hace que sean más urgente proteger la población, infraestructura vial, áreas de cultivos y otras infraestructuras existentes como las Instituciones Educativas, que se encuentran en peligro inminente; con el presente

planteamiento se busca garantizar la estabilidad social y económica de las familias asentadas en el área del proyecto. Para desarrollar el presente trabajo se ha considerado como base algunos textos y tesis:

Tarazona, (2016), concluye en su trabajo de tesis, que a partir de la elaboración de las Curvas-Intensidad-Duración-Frecuencia se determinaron las precipitaciones máximas instantáneas para los distintos periodos de retorno, con una duración de tormenta de seis horas, las cuales se ingresaron al Modelo Hidrológico; el Modelo Hidrológico, permitió el cálculo de los caudales máximos, para diferentes periodos de retorno, los cuales fueron: 171.3, 212.5, 243.3, 274.1 m³/s, con porcentajes de error de 0.35; 0.36; 0.28 y 0.14 por ciento.

Flores, (2006), en su trabajo de tesis, con la aplicación del modelo HEC-HMS para la transformación precipitación-escorrentía en las condiciones de antecedentes de humedad AMC II con un número de curva 82, los caudales máximos obtenidos tienen un carácter de instantáneo como una onda de crecida, estos caudales máximos (m³/s) son:

T	Yanarico	Conaviri	Quipache	Ccollpacucho	Vilque	Challamayo
25	8.54	9.07	9.05	9.41	11.36	10.98
50	9.75	10.12	10.25	10.64	12.87	12.81

La determinación de la magnitud del caudal máximo y el tiempo en que se presenta es de mucha importancia para el diseño de sistemas de protección de las áreas agrícolas y de obras civiles alrededor del cauce de los ríos; y los caudales máximos generados con los modelos hidrológicos, se aproximan a los caudales aforados en los meses de enero y febrero, es decir en la época donde ocurren las máximas avenidas en la cuenca en estudio.

III. MATERIALES Y METODOS

3.1 Lugar de estudio

3.1.1 Subcuenca de Nuñoa

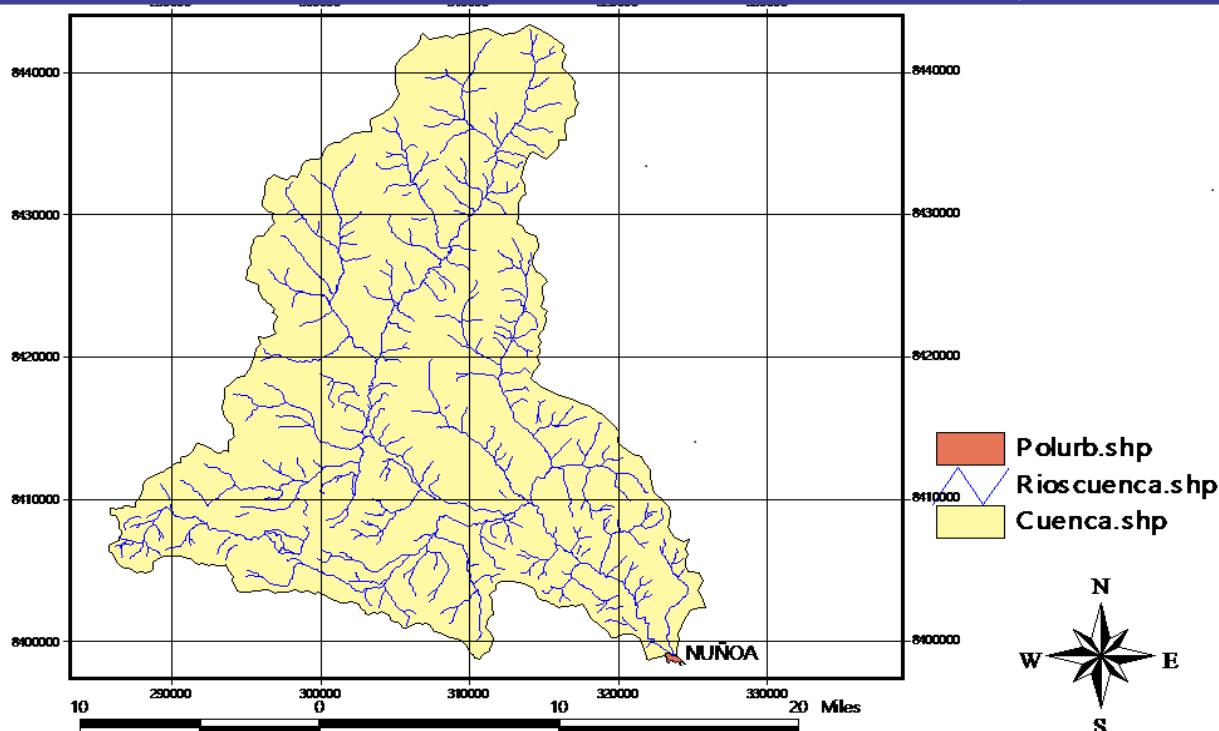
La subcuenca del río Nuñoa tiene un área de 2,763 km² con un perímetro de 325 km, su parte más elevada está en la cota 5,553 msnm y se ubica en el nevado Junurana y su parte más baja se ubica en la cota 3,869 msnm, donde confluye con el río Crucero, Se ubica entre las Estudio Integral de los Recursos Hídricos de la Cuenca del Río Ramis.

Inventario de Fuentes de Agua Superficial coordenadas Este 285,817 a 361,549 y Norte 8°353,229 a 8°443,335. La longitud total del río principal es de 150 km. resultando una pendiente mínima de 0.08% en la parte baja y una máxima de 4.0% en las partes altas, presenta una dirección Sureste.

El número de orden de la cuenca es 5 y su cota media es de 4,402 msnm. Observado el plano a escala 1:100,000 la cuenca presenta un drenaje dendrítico. Los ríos principales de la cuenca son: el río Quenamari, Jatunmayo, Patiani, Antacalla, Totorani, Palca, Huayco, Saluyo, Jurahuiña, Chillipalca, Lloncacarca, Challuta, Pite, Piscotira y las lagunas de importancia son: Ututo, Ñequecota, Humamanca, Quellacocha, mercocha, Caycopuncu, Jillocota y como nevados principales tenemos al Ñequecota, Olloquenamari, Quellma, Junurana, Sapanota, Pumanota, Cuchocucho, Culi, Canta casa.

La precipitación total que presenta la cuenca Nuñoa tiene un promedio anual de 715 mm y se distribuyen de manera desigual durante el año produciéndose las mayores precipitaciones en los meses de noviembre a abril. El caudal máximo medio mensual del río Nuñoa es de 270 m³/s en el mes de marzo y el mínimo medio mensual es de 1.67 m³/s para el mes de agosto de 1999.

Datos según la estación hidrométrica limnimétrica de Asillo – Puente Asillo (fuente PELT). En esta subcuenca se realizaron 124 puntos de aforo y se tiene 01 punto planteado para su evaluación obligatoria la misma que se ubica en el puente Asillo y 03 puntos de aforo como de segundo orden de prioridad ubicados en la desembocadura de las micro cuencas de Nuñoa y Corahuiña así como en el puente Nuñoa.



Mapa 1 Cuenca de Nuñoa

3.1.2 Ubicación Política.

El distrito de Nuñoa, Provincia de Melgar, está situada dentro de la región Puno; su capital del mismo nombre es conocida como la “Nuñoa Capital Mundial y patrimonio del Alpaca Suri”, políticamente se encuentra ubicado en:

Lugar : Barrio antaymarca aguas abajo.

Distrito : Nuñoa.

Provincia : Melgar.

Departamento : Puno.

3.2 Características geográficas.

3.2.1 Fisiografía.

La fisiografía de la cuenca en estudio, Tienen una superficie bastante llana, con ligereas ondulaciones, geográficamente se localiza en la región natural suni, con precipitaciones pluviales constantes en los meses de noviembre a abril. Es necesario indicar, que los estudios

para caracterizar esta cuenca fueron realizados por la Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales ONERN (1985).

3.2.2 Hidrografía

La cuenca es integrantes del sistema hidrográfico de Nuñoa es parte de la cuenca del Rio Ramis. Es una cuenca relativamente grande, que en épocas de avenidas o fuertes precipitaciones pluviales generan considerables volúmenes de agua para una corta duración de tormenta por la presencia de lomas y quebradas con pronunciadas pendientes.

Para la evaluación hidrológica superficial de la zona en estudio, se utilizará datos de registros pluviográficos del SENAMHI correspondientes a las estaciones meteorológicas de la cuenca del rio Nuñoa.

3.2.3 Clima y Geología.

El clima de la cuenca en estudio presenta un clima frígido, llegando a temperaturas muy bajas en los meses de junio y julio, que generalmente son seguidos por fuertes vientos en el mes de agosto. En esta subcuenca la temperatura presenta valores mínimos y máximos mensuales de 4 °C a 12 °C y una media anual de 8.9 °C. (Estación meteorológica de Santa Rosa) La precipitación pluvial en la subcuenca oscila entre mínimas y máximas de 3.5 mm a 187 mm durante el invierno y el verano respectivamente. La precipitación total anual alcanza a 919 mm. La Humedad Relativa tiene rangos de mínimas y máximas de 70% y 81%, lo que podríamos decir que tiene una variación y distribución anual bastante uniforme. (Estación meteorológica de Santa Rosa) La evaporación es variable, las mínimas y máximas se presentan entre los meses de junio y Setiembre con valores de 44 y 70 mm. (Estación meteorológica de Santa Rosa) (INRENA, 2003).

3.3 Descripción de métodos por objetivos específicos:

3.3.1 Aplicación del modelamiento hidrológico HEC-HMS

Para el presente trabajo de investigación se ha efectuado mediante el modelo hidrológico de HEC-HMS se simuló la escorrentía superficial que resultó del producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos. Los elementos hidrológicos se ubicaron en una red de cauces y los cálculos se procesaron en secuencia de aguas arriba hacia aguas abajo. El modelo HEC-HMS se aplicó para la obtención de los caudales máximos para distintos periodos de retorno. Se generaron

hidrogramas de caudales máximos, para una tormenta de 6 horas. Para la aplicación del HEC-HMS se utilizaron cuatro de sus principales componentes:

El Modelo de la Cuenca (Basin Model). - Series de Datos Instantáneos (Time Series Data).
El Modelo Meteorológico (Meteorologic Model). - Especificaciones de control (Control Specifications).

3.3.1.1 Modelo de la Cuenca

El modelo representó una cuenca como un sistema de componentes interconectados; es decir, como un sistema hidrológico. Cada componente modeló un aspecto del proceso precipitación-escorrentía dentro de cada subcuenca; entre estos componentes se tuvo la escorrentía superficial en la subcuenca (subbasin), el tránsito en ríos o canales (reach), y los puntos de salida, análisis y combinación de hidrogramas (junction). En el desarrollo del modelo, la cuenca fue dividida en subcuencas. Esto se realizó con la finalidad de representar la variación de las características físicas de la cuenca, como la pendiente, la tasa de infiltración, la precipitación, entre otros (Tarazona, 2016).

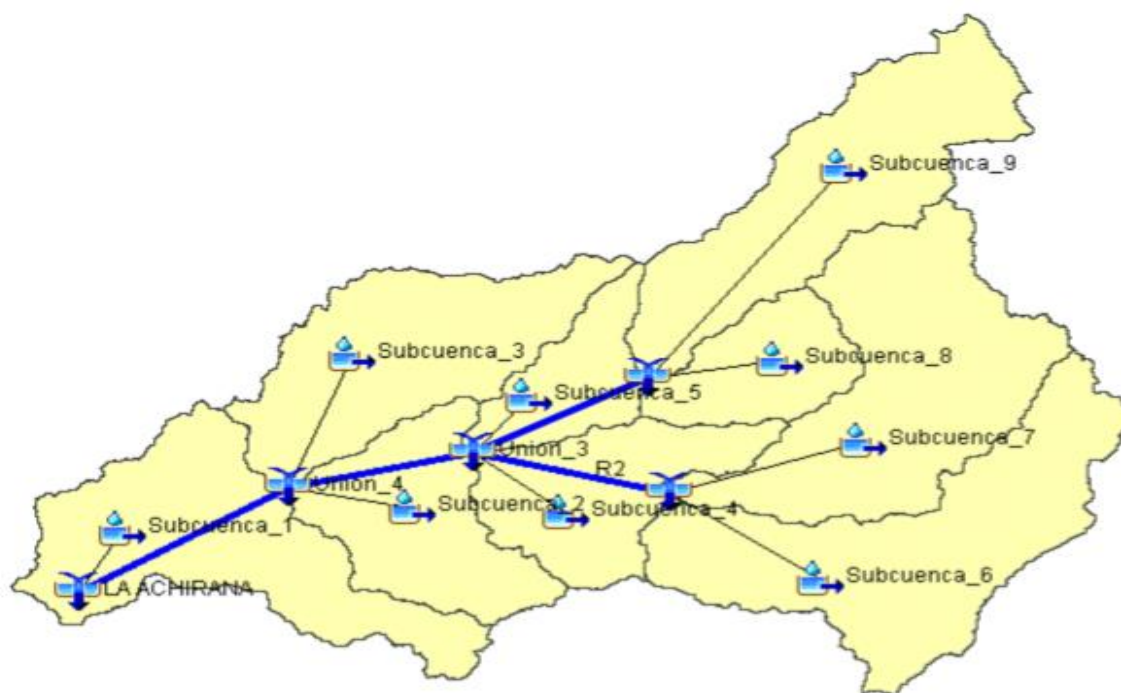


Figura 3 Esquema de Funcionamiento del Modelo Hidrológico

El Modelo Hidrológico desarrollado para la cuenca integral del Río, se conformó por nueve componentes de escorrentía superficial, cuatro componentes de tránsito de caudales y cinco puntos de combinación de hidrogramas.

Mediante estos componentes el HEC-HMS realizó el cálculo de la escorrentía directa al cual se le fue adicionado el flujo base para obtener el hidrograma de caudales de la cuenca mediante la sistematización de los siguientes métodos matemáticos:

a) Método de clark unit hydrograph

Mediante este método se determinó el hidrograma unitario de la cuenca, transformando el exceso de precipitación en escorrentía directa. En este procedimiento se ingresaron los tiempos de concentración (t_c) de cada subcuenca.

b) Método soil conservation service (scs)

Con este método se calculó el exceso de precipitación, el cual es el producto de restar las abstracciones de la precipitación. En este procedimiento se ingresaron las abstracciones iniciales (I_a) y números de curva (CN) de cada subcuenca.

c) Método de recesión constante del flujo base

El hidrograma de caudal de la cuenca, está compuesto por la suma del hidrograma de escorrentía directa y el flujo base. Este método se utilizó para obtener el drenaje de almacenamientos naturales de las subcuencas. Para la constante de recesión se utilizó el valor de 0.6 por ser un flujo superficial.

3.3.1.2 Series de datos instantáneos

Por medio del comando Time Series Data se ingresaron las series de datos de precipitación instantáneas calculadas a partir de las Curvas IDF y los caudales para la calibración del modelo.

3.3.1.3 Modelo meteorológico

Con el modelo meteorológico se calculó la precipitación areal sobre cada subcuenca. Este modelo estuvo vinculado con la realización de los polígonos de thiessen, ya que permitió el ingreso del porcentaje de influencia de las estaciones pluviométricas en cada subcuenca. Al emplear este método, se agregaron los siguientes datos en cada subcuenca. Las estaciones cuyas áreas de influencia estaban contenidas dentro de la subcuenca, y los pesos relativos de cada estación.

3.3.1.4 Especificaciones de control

En las especificaciones de control se estableció la fecha y hora del inicio y término del cómputo del modelo, y el intervalo de tiempo del mismo para los tiempos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años.

3.3.2 Calibración del Modelo Hidrológico

El procedimiento realizado para la calibración del modelo hidrológico siguió una metodología básicamente iterativa (ver figura 23), que consistió en lo siguiente. Se ingresaron los caudales máximos para los distintos periodos de retorno, obtenidos a partir del modelo probabilístico de la distribución de Gumbel.



Figura 4 Procedimiento de calibración

3.4 Procedimiento del cálculo y dimensionamiento de gaviones

Los gaviones pueden ser aplicados en numerosas situaciones, gracias a su versatilidad como solución eficaz de ingeniería, formando estructuras flexibles, permeables, monolíticas e extremadamente resistentes, tales como los reconocidos muros de contención a gravedad, revestimiento y contención de canales, sistematización fluvial, protección y control de erosión, además de ser cada vez más buscado para las obras con apelación estético y arquitectónico.

Los gaviones son producidos con la tecnología de malla de acero de doble torsion y cuentan con los más avanzados revestimientos contra la corrosión, para protección y aumento de la vida útil del estructura. También son utilizados revestimientos poliméricos adicionales para gaviones aplicados en ambientes extremadamente agresivos, o que exijan vida útil más prolongada.

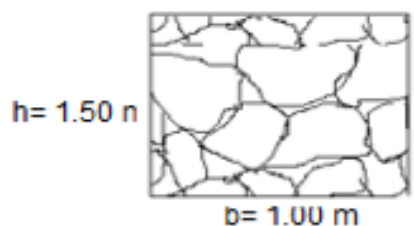
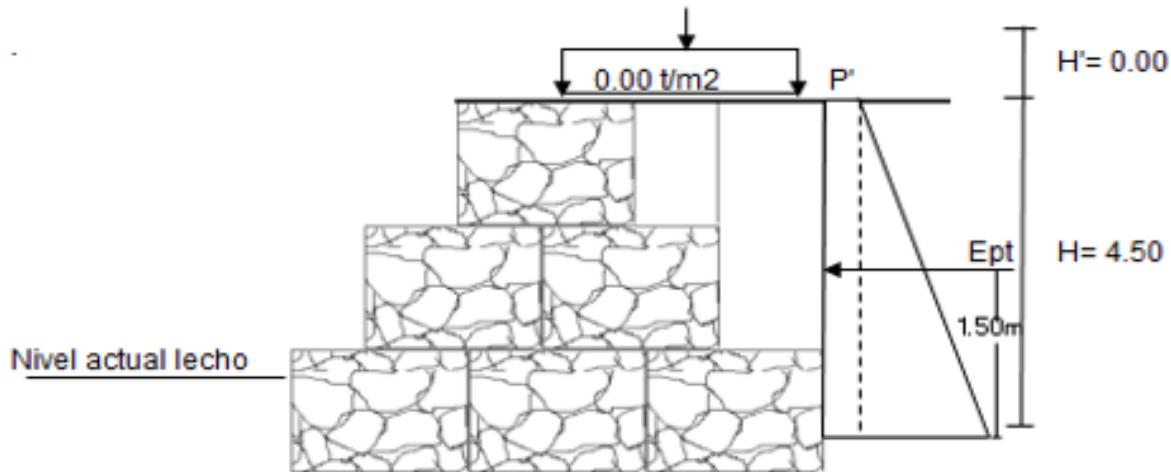
4.2.1 Diseño de muros en gaviones

a) Parámetros del terreno.

- Coeficiente de Presión Activa (K_a) = 0.33
- Densidad del terreno (γ_s) = 1.800 tf/m³
- Altura libre de diseño (H) = 4.50 m
- Sobre carga (w) = 0.00 t/m²
- Altura (sobre carga H') = 0.0 m

Muro Tipo 3

ALTURA TOTAL 3.30 m



Densidad de la piedra (γ_p) =	2.80	tf/m ³
Densidad del Gavión 80% (γ_g) =	2.24	tf/m ³
Numero de Gaviones:	6	

b) Distribución de presiones.

$P = K_a * \gamma_s * H = 2.673 \text{ t/m/m}$

$P' = K_a * \gamma_s * H' = 0.00 \text{ t/m/m}$

c) Calculo de empuje activo.

$E_{pt} = H(\frac{P}{2} + P') = 6.014 \text{ t/m}$

$$\text{Brazo} = H^2(P'/2 + P6)/Ept = 1.50 \text{ m}$$

d) Fuerzas de resistentes.

ELEMENTO	FUERZA (tf/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (tf*m/m)
Gaviones	21.370	1.500	32.054
Cuñas de Relleno	4.253	2.583	10.984
$\Sigma F_{vo} =$	25.622	$\Sigma M_{vo} =$	43.039

Fuerzas actuantes.

$$\Sigma F_{\gamma} = (E_p - E_a) = 6.014 \text{ t/m}$$

Momentos por volcamiento.

$$\Sigma M_{\gamma} = Ept * brazo = 9.02 \text{ tf*m/m}$$

Factores de seguridad a volcamientos: caso de relleno en un solo lado.

$$\Sigma M_{\gamma} / \Sigma M_{vo} = 4.77 \geq 2.00 \quad \text{ok}$$

Factores de seguridad a deslizamientos: en caso de relleno en un solo lado.

$$= f_x \Sigma FV = 12.81$$

$$f = 0.5$$

$$\beta = F / \Sigma Fh = 2.13 \geq 1.50 \quad \text{ok}$$

Posición de la resultante:

Punto de aplicación de la normal.

$$X = \Delta \Sigma M_{vo} / \Sigma F_{vo} = \frac{43.039 - 9.021}{25.622} = 1.33 \text{ m}$$

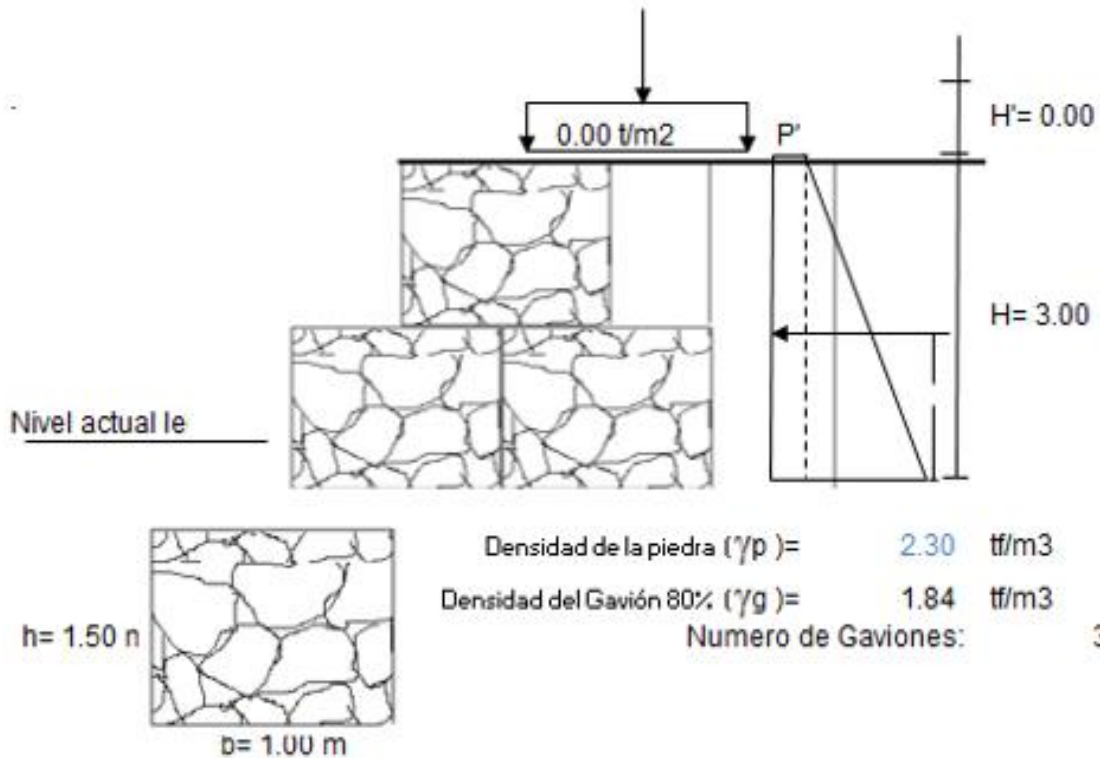
Calculo de excentricidad.

$$e = \left(\frac{L}{2}\right) - X = 1.500 - 1.33 = 0.17 < e_{max} = \left(\frac{L}{6}\right) = 0.50 \quad \text{ok}$$

**Verificación de bloque en bloque.
Verificando en el segundo bloque.**

parámetros del terreno.

Coefficiente de Presión Activa	(Ka)	= 0.33
Densidad del terreno	(γ_s)	= 1.800 tf/m ³
Altura libre de diseño	(H)	= 3.00 m
Sobre carga	(w)	= 0.00 t/m ²
Altura	(sobre carga H')	= 0.00 m



Distribución de presiones.

$P = K_a * \gamma_s * H = 1.782 \text{ t/m/m}$
 $P' = K_a * \gamma_s * H' = 0.00 \text{ t/m/m}$

Calculo de empuje activo.

$E_{pt} = H(\frac{P}{2} + P') = 2.673 \text{ t/m}$
 Brazo = $H^2(P'/2 + P/6)/E_{pt} = 1.00 \text{ m}$

Fuerzas resistentes.

ELEMENTO	FUERZA (tf/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (tf*m/m)
Gaviones	8.860	1.000	8.860
Cuñas de Relleno	1.350	2.250	3.038
$\Sigma F_{vo} =$	10.210	$\Sigma M_{vo} =$	11.897

Fuerzas actuantes.

$$\sum F\gamma = (E_p - E_a) = 2.67 \text{ t/m}$$

momento por volcamiento.

$$\sum M\gamma = E_p t * brazo = 2.67 \text{ tf*m/m}$$

Factor de seguridad a volcamiento: caso de relleno en un solo lado.

$$\sum M\gamma / \sum M\nu o = 4.45 \geq 2.00 \quad \text{ok}$$

Factor de seguridad a deslizamiento: caso de relleno en un solo lado.

$$F = f_x \sum FV = 5.10$$

$$f = 0.5$$

$$\beta = F / \sum Fh = 1.91 \geq 1.50 \quad \text{ok}$$

Posición de la resultante.

Punto de aplicación de la normal.

$$X = \Delta \sum M\nu o / \sum F\nu o = \frac{11.897 - 2.673}{10.210} = 0.90 \text{ m}$$

Calculo de excentricidad.

$$e = \left(\frac{L}{2}\right) - X = 1.000 - 0.90 = 0.10 < e_{max} = \left(\frac{L}{6}\right) = 0.33 \quad \text{ok}$$

IV RESULTADOS Y DISCUSION

4.1. Aplicación del modelo hidrológico HEC HMS de máximas avenidas con el fin de prevenir las inundaciones que ocurren dentro de la cuenca del río Nuñoa.

En los datos meteorológicos, la inconsistencia son los errores sistemáticos que se presentan en los datos de precipitaciones máximas de 24 horas, como saltos y tendencias en las series muestrales. La consistencia en la determinación de caudales de diseño por transformación lluvia-caudal y análisis de frecuencia es de vital importancia para el diseño de obras hidráulicas. En la ingeniería práctica, el dimensionamiento de distintos tipos de obras requiere el cálculo de la crecida de diseño para lo cual es necesario asociar una magnitud de crecida con la probabilidad anual de ser superada, con lo que se presenta el riesgo hidrológico del evento.

Para el presente estudio se ha utilizado datos de las estaciones meteorológicas que corresponden a: Santa Rosa, Nuñoa, Macusani, y Antauta y se encontraron datos faltantes, los cuales se han generado mediante modelos de ARIMA.

4.1.1 Análisis de consistencia y homogeneidad de datos

Los datos hidrológicos en general, están constituidos por una larga secuencia de observaciones de alguna fase del ciclo hidrológico obtenidas para un determinado lugar. No obstante que un registro largo sea lo deseable, se debe reconocer que cuanto más largo es el período de registro, mayor será la posibilidad de error. Una serie generada en esas condiciones, si los errores o cambios fueran apreciables, es inconsistente, o carece de homogeneidad (Mejia, 2006).

Para verificar este tipo de inconsistencia, se usa el método de la curva de doble masa, basado en el hecho de que un gráfico de una cantidad acumulada ploteada contra otra cantidad acumulada durante el mismo período, debe ser una línea recta siempre que las cantidades sean proporcionales, la inclinación de la recta representa la constante de proporcionalidad. Una alteración en la pendiente de la recta, indicará que ocurrió un cambio en la constante desproporcionalidad entre las dos variables o que tal vez la proporcionalidad no es constante en todos los niveles de acumulación (Paoli, Caick, & Morreci, 2002).

La consistencia en la determinación de caudales de diseño por transformación lluvia-caudal y análisis de frecuencia es de vital importancia para el diseño de obras hidráulicas. En la

ingeniería práctica, el dimensionamiento de distintos tipos de obras requiere el cálculo de la crecida de diseño para lo cual es necesario asociar una magnitud de crecida con la probabilidad anual de ser superada, con lo que se presenta el riesgo hidrológico del evento (Villon, 20087).

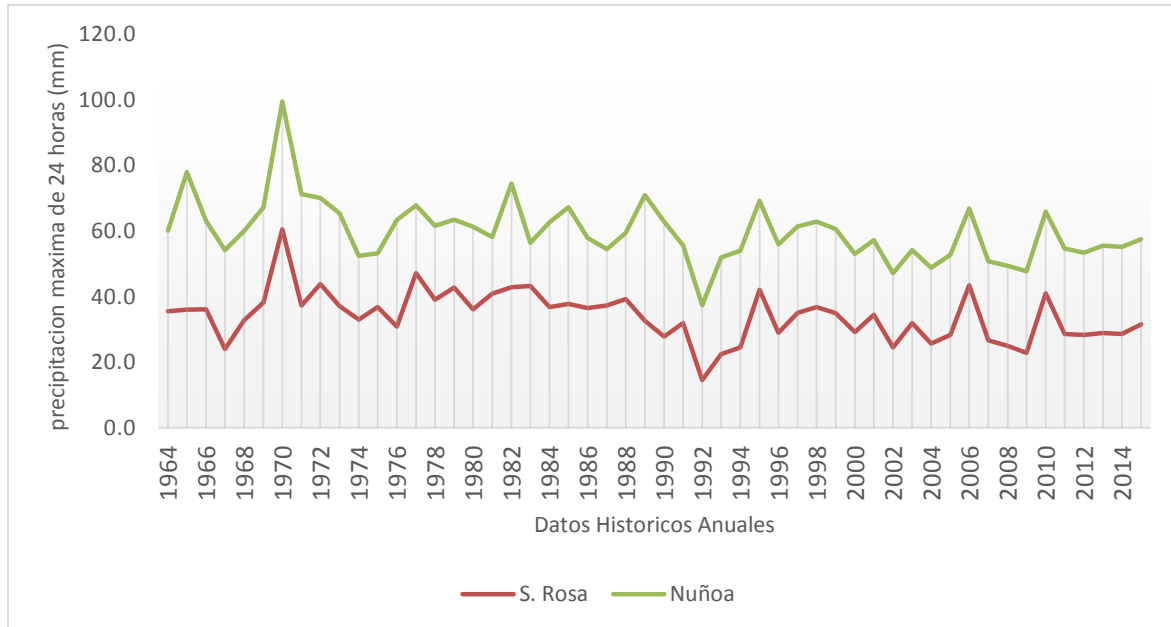


Figura 5 Las precipitaciones máximas de 24 horas de Estaciones Santa Rosa y Nuñoa

En la figura 3, el método gráfico de precipitaciones maximas de las estaciones meteorológicas de santa rosa y Nuñoa, muestran la poca variabilidad de los gráficos de las precipitaciones pluviales de 24 horas de medias anuales.

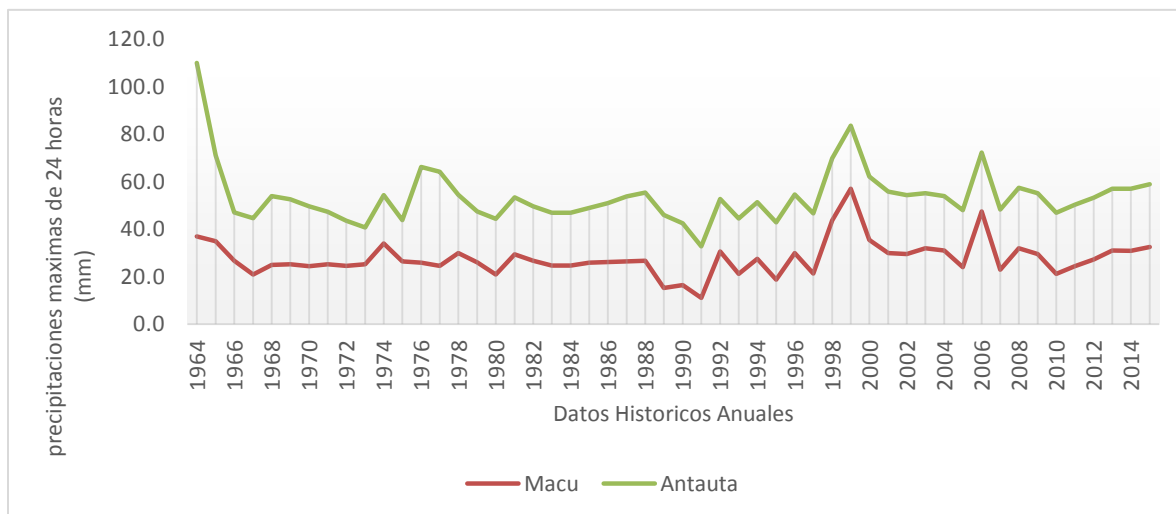


Figura 6 Las precipitaciones máximas de 24 horas de Estaciones Macusani y Antauta

4.1.2 Analisis de doble masa

El Análisis de la información pluviométrica de una Estación Climatológica lo constituye la verificación de su consistencia, esto nos permite cerciorarnos si la información disponible de una Estación climatológica es fidedigna o digna de crédito; de ser consistente esta información será de gran ayuda en los Proyectos Agrícolas, y toda investigación que involucre el uso de registros climáticos históricos.

Una serie de datos es llamado homogéneo si es una muestra única de una única población. Si la serie es heterogénea, se le deben hacer ajustes o correcciones para volverla homogénea. Utilizando la Técnica de la curva de doble masa se verificó la consistencia de los registros de la Estación Climatológica comparando la precipitación anual acumulada de los últimos 10 años con los valores correspondientes, también acumulados, de la precipitación.

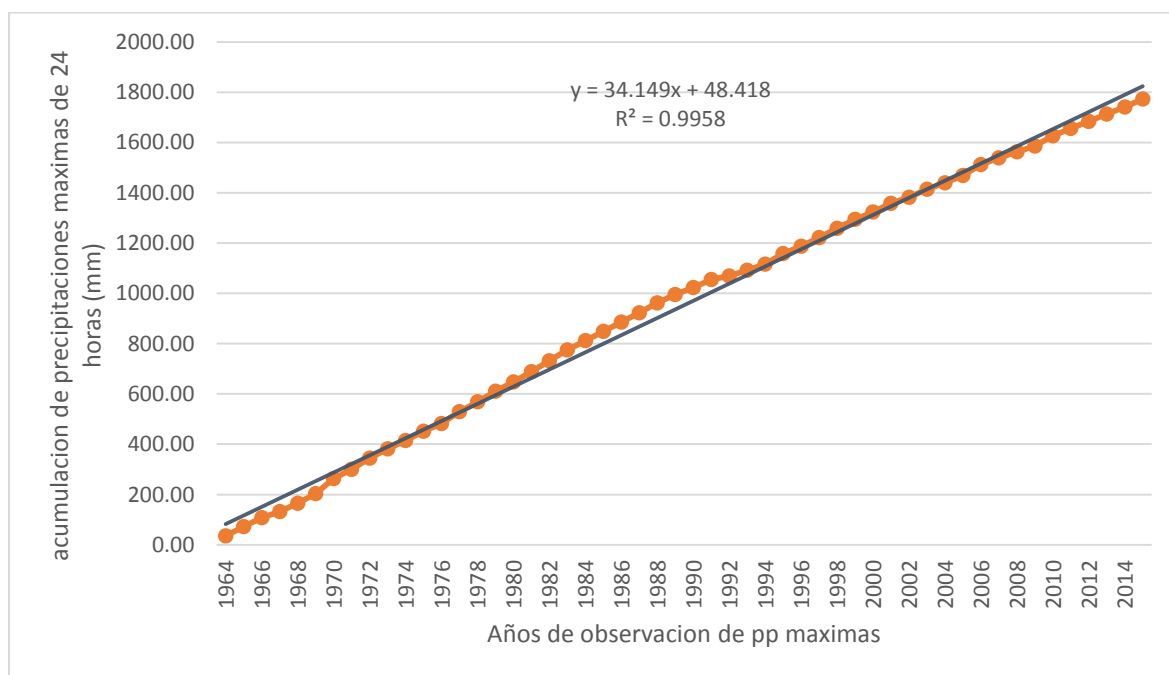


Figura 7 Diagramas de doble masa de precipitaciones máximas de 24 horas Estación Meteorológica Santa Rosa de Melgar

El método de doble masa considera que en una zona meteorológica homogénea, los valores de precipitación que ocurren en diferentes puntos de esa zona en períodos anuales o estacionales, guardan una relación de proporcionalidad que puede representarse gráficamente. Esa representación consiste en identificar la estación que queremos controlar, tomando los valores anuales de precipitación. Luego deben contarse con por lo menos tres (3) estaciones vecinas cuyos registros anuales sean confiables y que llamaremos estaciones

base, cuya serie de datos anuales debe coincidir con el de la estación a controlar. En cada año, a partir del primero con registro, se promedian los valores de las estaciones base y se acumulan por años sucesivos, obteniéndose una precipitación media anual acumulada.

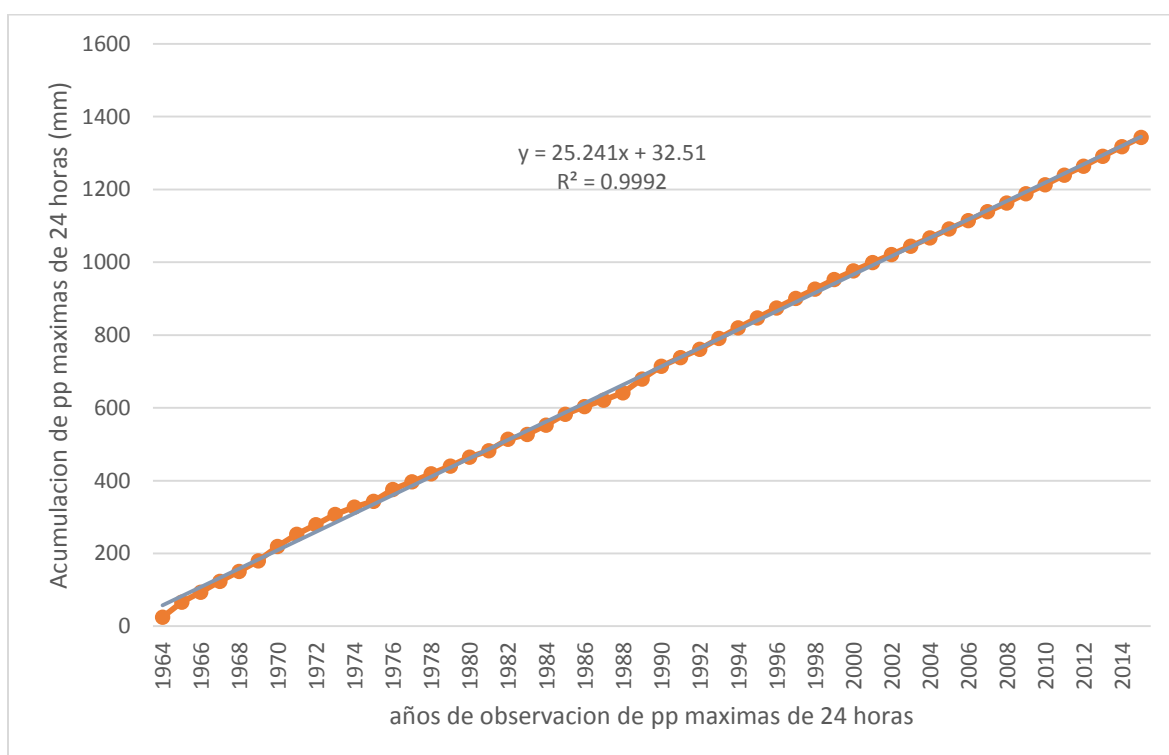


Figura 8 Diagramas de doble masa de precipitaciones máximas de 24 horas Estación Meteorológica Nuñoa

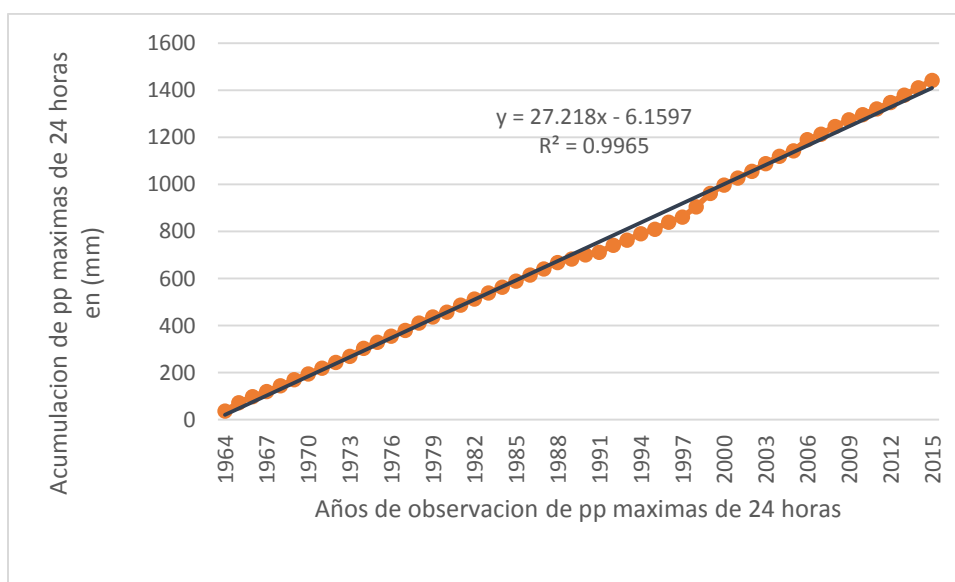


Figura 9 Diagramas de doble masa de precipitaciones máximas de 24 horas Estación Meteorológica Macusani

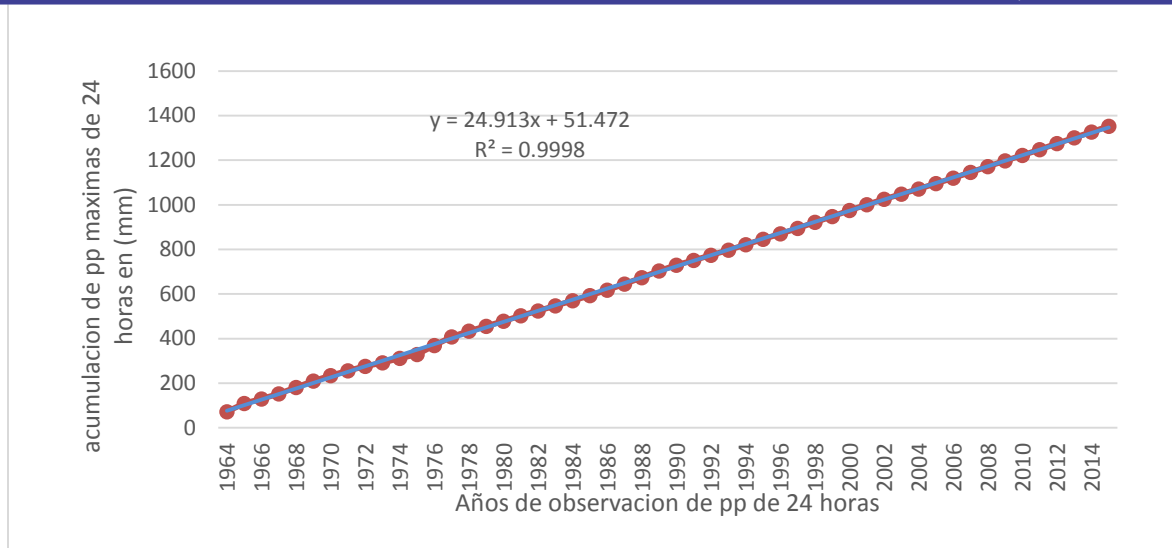


Figura 10 Diagramas de doble masa de precipitaciones máximas de 24 horas Estación Meteorológica Antauta

Luego, en un sistema de ejes ortogonales, se grafica en ordenadas los valores de precipitación anual acumulada de la estación a controlar y en abscisas los de precipitación media anual acumulada de las estaciones base. Si los registros no han sufrido variaciones, los puntos se alinean en una recta de pendiente única, por lo tanto no será necesario efectuar correcciones. Si por el contrario hay variaciones en la pendiente de la recta, significa que parte de la serie contiene valores erróneos por lo cual el registro de datos debe ser corregido a partir del año en el que cambia la pendiente de la recta. Se obtiene en ese caso un Factor de Corrección que es proporcional a la variación de la pendiente de la recta (Fig. 4).

El factor de corrección se obtiene haciendo P_c/P_e que en el ejemplo del gráfico será ≥ 1 , debido a que los registros anuales medidos han sido menores a los reales y deben corregirse a partir del año del error, tomando los valores anuales sin acumular y afectándolos a cada uno por el factor de corrección.

4.1.3 Pruebas de bondad de Ajuste para datos de precipitaciones máximas de 24 horas

Para determinar qué tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se han propuesto una serie de pruebas estadísticas que determinan si es adecuado el ajuste. Estos son análisis estadísticos y como tal se deben entender, es decir, no se puede ignorar el significado físico de los ajustes.

La prueba de bondad de ajuste de Pearson se encuentra limitada cuando $F_0(x)$ es continua y la muestra aleatoria disponible es de tamaño pequeño. Una prueba de bondad cuando $F_0(x)$ es continua es la de Kolmogorov-Smirnov.

Tabla 4 Resumen de las pruebas de bondad de ajuste en la estación Santa Rosa

Distribución	Delta teórico	Delta tabular ($\alpha=0.05$)	Conclusión
Normal	0.0505	0.2299	Se ajusta
Lognormal de 2 parámetros	0.0658	0.2299	Se ajusta
Lognormal de 3 parámetros	0.0440	0.2299	Se ajusta
Gamma de 2 parámetros	0.0482	0.2299	Se ajusta
Gamma de 3 parámetros	0.05805	0.2299	Se ajusta
Log-Pearson tipo III	-	-	No se ajusta
Gumbel	0.0808	0.2299	Se ajusta
LogGumbel	0.1354	0.2299	Se ajusta

Varias distribuciones de probabilidad se ajustan a los datos de precipitación máxima, sin embargo la distribución con mejor ajuste es la distribución Lognormal de 3 parámetros. Por tanto, con esta distribución es adecuado realizar el análisis de frecuencia.

No necesita que los datos estén agrupados en intervalos y es aplicable cuando la muestra es pequeña. Ésta se basa en una comparación entre las funciones de distribución acumulativas que se observan en la muestra ordenada y en la distribución propuesta bajo la hipótesis nula. Consideremos la hipótesis nula $H_0: F(x)=F_0(x)$, en donde $F_0(x)$ se especifica de forma completa. Denótese por $x(1), x(2), \dots, x(n)$ a las observaciones ordenadas de una muestra aleatoria de tamaño n ; y defínase la función de distribución acumulativa muestral como

4.1.4 Análisis de frecuencia para la precipitación de la estación Santa Rosa

Tabla 5 Precipitaciones máximas para la estación Santa Rosa

Período de retorno (años)	Precipitación máxima de 24 horas (mm)
25	49.64
50	53.06
100	56.29
200	59.36

Precipitación máxima en la estación Nuñoa

Tabla 6 Resumen de las pruebas de bondad de ajuste en la estación Nuñoa

Distribución	Delta teórico	Delta tabular ($\alpha=0.05$)	Conclusión
Normal	0.0548	0.2525	Se ajusta
Lognormal de 2 parámetros	0.0494	0.2525	Se ajusta
Lognormal de 3 parámetros	0.0495	0.2525	Se ajusta
Gamma de 2 parámetros	0.0480	0.2525	Se ajusta
Gamma de 3 parámetros	0.04538	0.2525	Se ajusta
Log-Pearson tipo III	-	-	No se ajusta
Gumbel	0.0746	0.2525	Se ajusta
LogGumbel	0.1037	0.2525	Se ajusta

Varias distribuciones de probabilidad se ajustan a los datos de precipitación máxima, sin embargo, la distribución con mejor ajuste es la distribución Gamma de 3 parámetros. Por tanto, con esta distribución es adecuado realizar el análisis de frecuencia.

4.1.5 Análisis de frecuencia para la precipitación de la estación Nuñoa

Tabla 7 Precipitaciones máximas para la estación Nuñoa

Período de retorno (años)	Precipitación máxima de 24 horas (mm)
25	39.69
50	42.39
100	44.89
200	47.23

Tabla 8 Las pruebas de bondad de ajuste en la estación Macusani

Distribución	Delta teórico	Delta tabular ($\alpha=0.05$)	Conclusión
Normal	0.1161	0.2206	Se ajusta
Lognormal de 2 parámetros	0.1000	0.2206	Se ajusta
Lognormal de 3 parámetros	0.0911	0.2206	Se ajusta
Gamma de 2 parámetros	0.0826	0.2206	Se ajusta
Gamma de 3 parámetros	-	-	No se ajusta
Log-Pearson tipo III	-	-	No se ajusta
Gumbel	0.1051	0.2206	Se ajusta
LogGumbel	0.1562	0.2206	Se ajusta

Varias distribuciones de probabilidad se ajustan a los datos de precipitación máxima, sin embargo la distribución con mejor ajuste es la distribución Gamma de 2 parámetros. Por tanto con esta distribución es adecuado realizar el análisis de frecuencia.

4.1.6 Análisis de frecuencia para la precipitación de la estación Macusani

Tabla 9 Precipitaciones máximas para la estación Macusani

Período de retorno (años)	Precipitación máxima de 24 horas (mm)
25	43.90
50	47.32
100	50.54
200	53.59

Tabla 10 Las pruebas de bondad de ajuste en la estación Antauta

Distribución	Delta teórico	Delta tabular ($\alpha=0.05$)	Conclusión
Normal	0.2265	0.3635	Se ajusta
Lognormal de 2 parámetros	0.1229	0.3635	Se ajusta
Lognormal de 3 parámetros	0.0728	0.3635	Se ajusta
Gamma de 2 parámetros	0.1544	0.3635	Se ajusta
Gamma de 3 parámetros	-	-	No se ajusta
Log-Pearson tipo III	0.09295	0.3635	Se ajusta
Gumbel	0.1577	0.3635	Se ajusta
LogGumbel	0.0644	0.3635	Se ajusta

Varias distribuciones de probabilidad se ajustan a los datos de precipitación máxima, sin embargo, la distribución con mejor ajuste es la distribución LogGumbel. Por tanto con esta distribución es adecuado realizar el análisis de frecuencia.

4.1.7 Análisis de frecuencia para la precipitación de la estación Antauta

Tabla 11 Precipitaciones máximas para la estación Antauta

Período de retorno (años)	Precipitación máxima de 24 horas (mm)
25	54.44
50	67.81
100	84.33
200	104.78

4.1.8 Precipitación máxima en la cuenca

Se realizó la determinación de la precipitación máxima en la cuenca aplicando el método de las isoyetas. Es el método más preciso, pues permite la consideración de los efectos orográficos en el cálculo de la lluvia media sobre la cuenca en estudio. Se basa en el trazado de curvas de igual precipitación de la misma forma que se hace para estimar las curvas de nivel de un levantamiento topográfico. Sobre la base de los valores puntuales de precipitación en cada estación (como los enmarcados en un cuadro rojo en la siguiente figura) dentro de la cuenca, se construyen, por interpolación, líneas de igual precipitación:

Las líneas así construidas son conocidas como isoyetas. Un mapa de isoyetas de una cuenca es un documento básico dentro de cualquier estudio hidrológico, ya que no solamente permite la cuantificación del valor medio sino que también presenta de manera gráfica la distribución de la precipitación sobre la zona para el período considerado. Una vez construidas las isoyetas será necesario determinar el área entre ellas para poder determinar la precipitación media mediante la expresión:

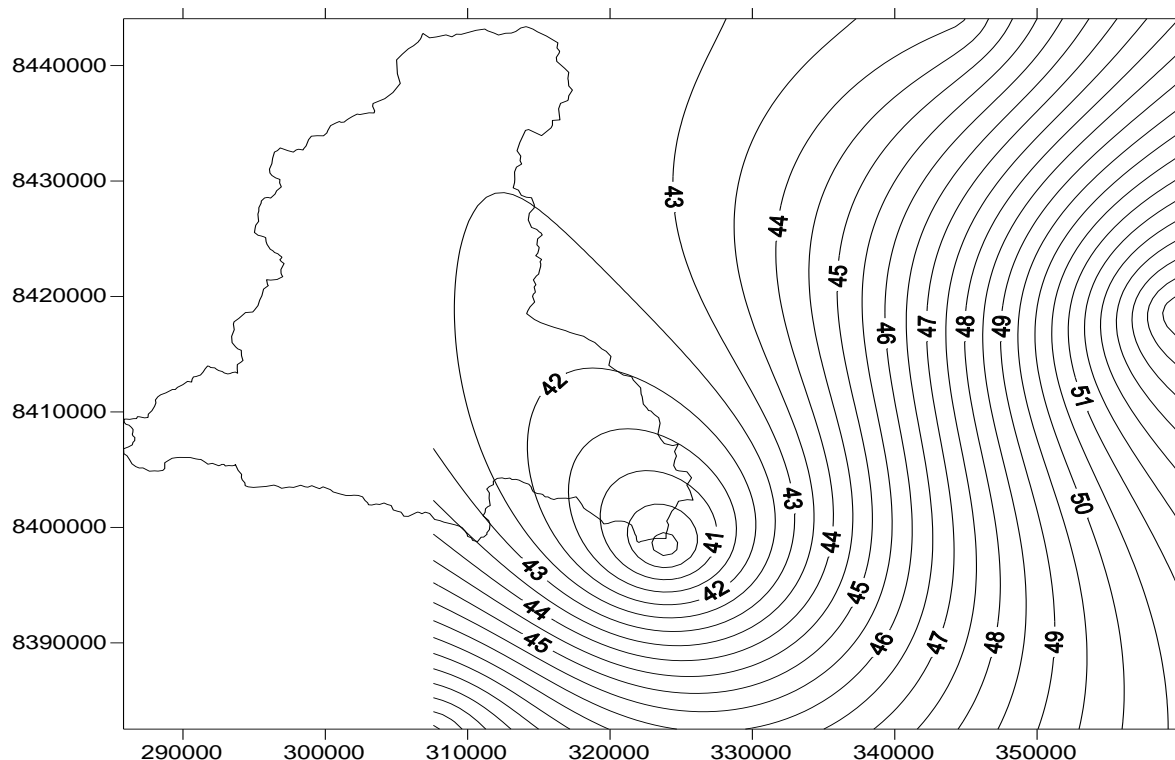


Figura 11 Isoyetas (mm) para periodo de retorno de 25 años

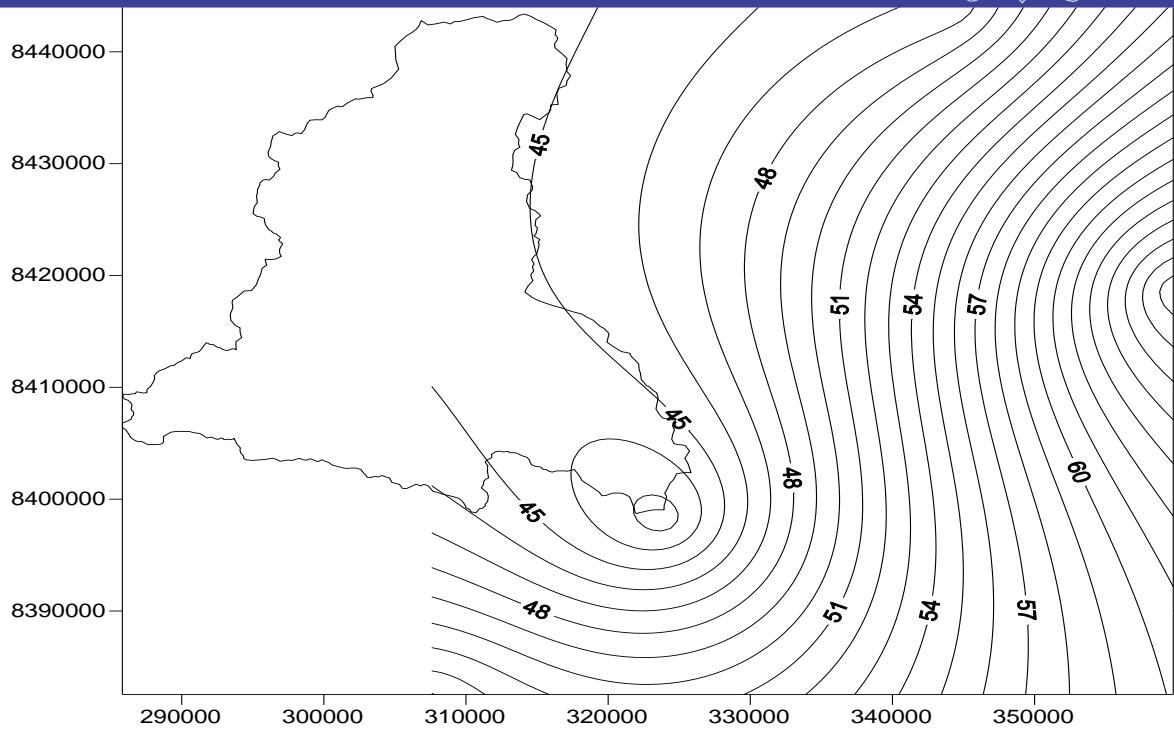


Figura 12 Isoyetas (mm) para periodo de retorno de 50 años

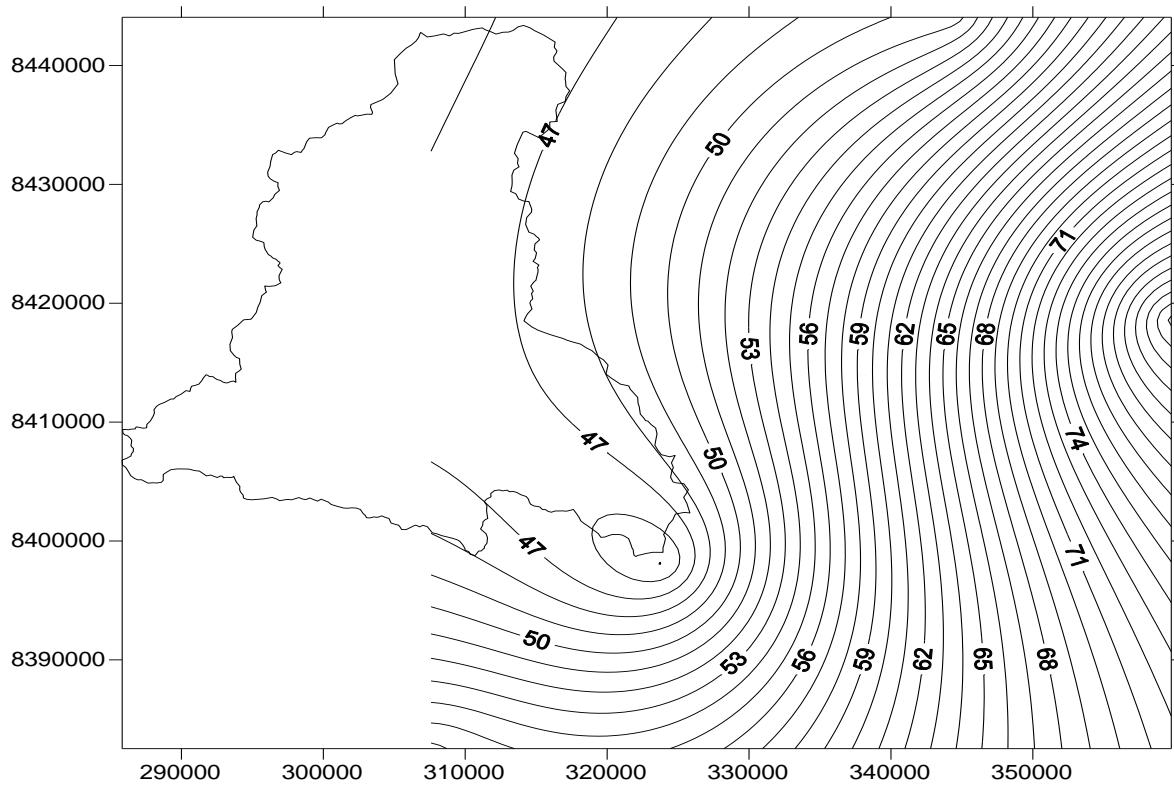


Figura 13 Isoyetas (mm) para periodo de retorno de 100 años

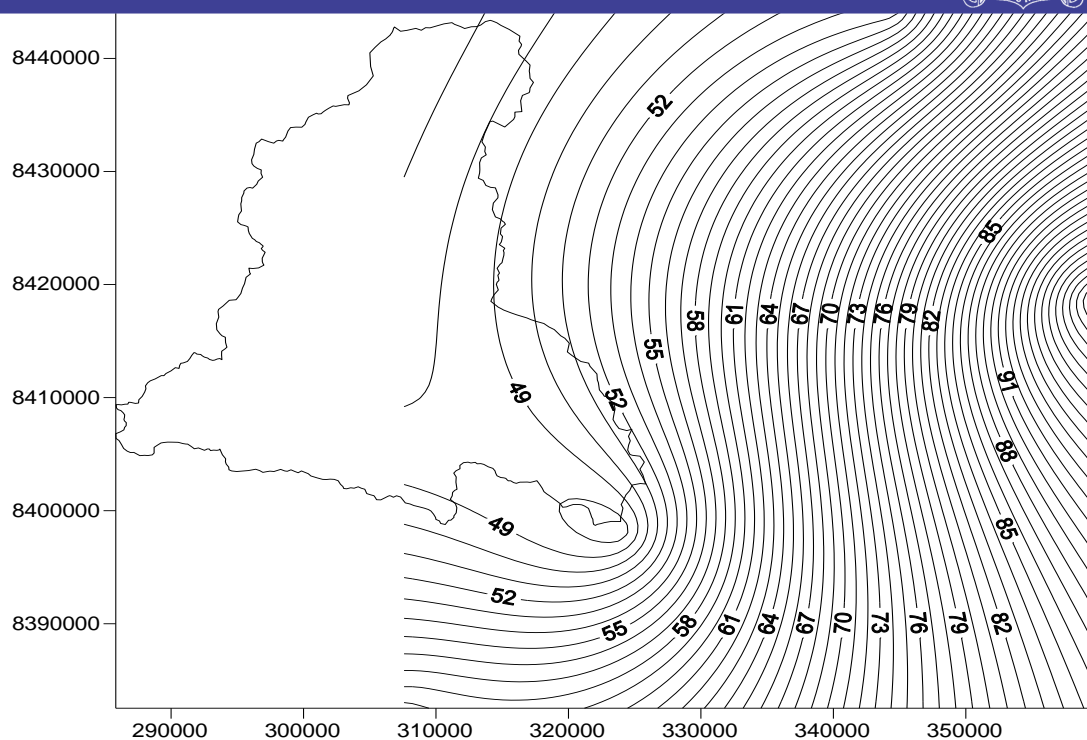


Figura 14 Isoyetas (mm) para periodo de retorno de 200 años

Las precipitaciones máximas en cuenca para los periodos de retorno se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 12 Precipitaciones máximas para la cuenca Nuñoa

Período de retorno (años)	Precipitación máxima en cuenca (mm)
25	42.5
50	45
100	46
200	48

4.1.9 Determinación de hidrogramas de caudal máximo con HEC-HMS

El programa HEC-HMS se utiliza para la modelación de los procesos hidrológicos más habituales que se dan en una cuenca hidrográfica. Está diseñado para simular el proceso de precipitación escurrimiento en cuencas. Está diseñado para ser aplicado en un amplio rango de regiones geográficas para solucionar un rango general de problemas. Puede ser utilizado en pequeñas cuencas urbanas, o en grandes cuencas sin intervención, los resultados se pueden aplicar para estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, observación de flujo, impacto de intervenciones en cuencas, reducción del daño por inundaciones, operación de sistemas, entre otros.

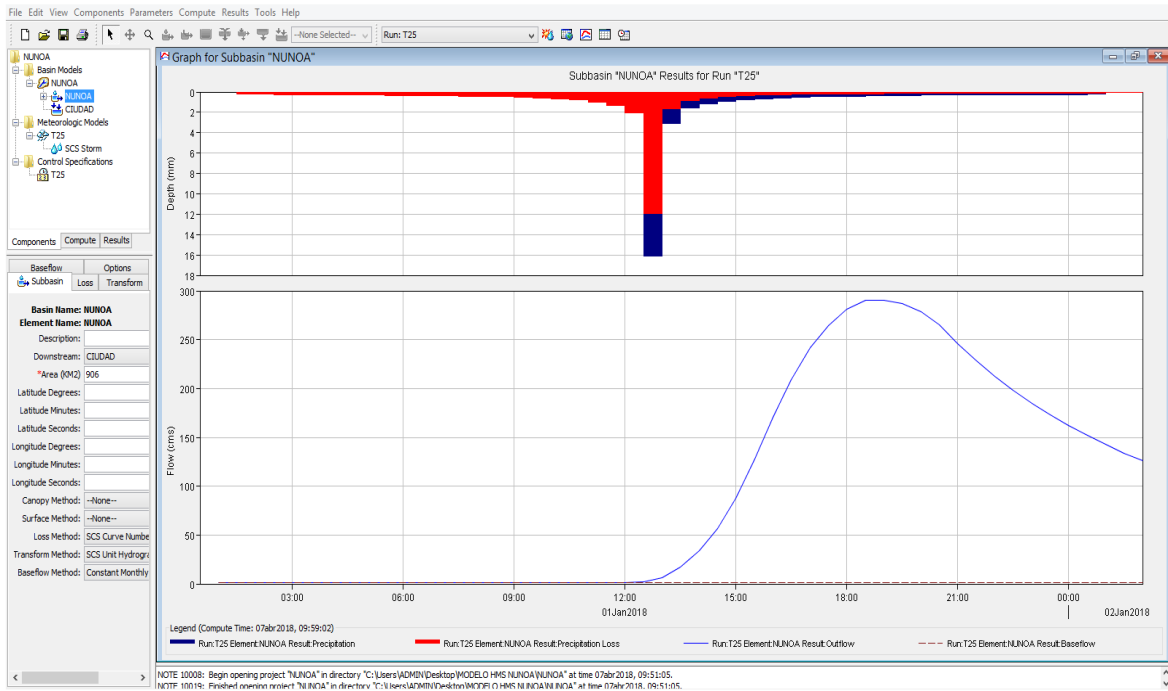


Figura 15 Hietograma e Hidrograma de caudal máximo para período de retorno de 25 años

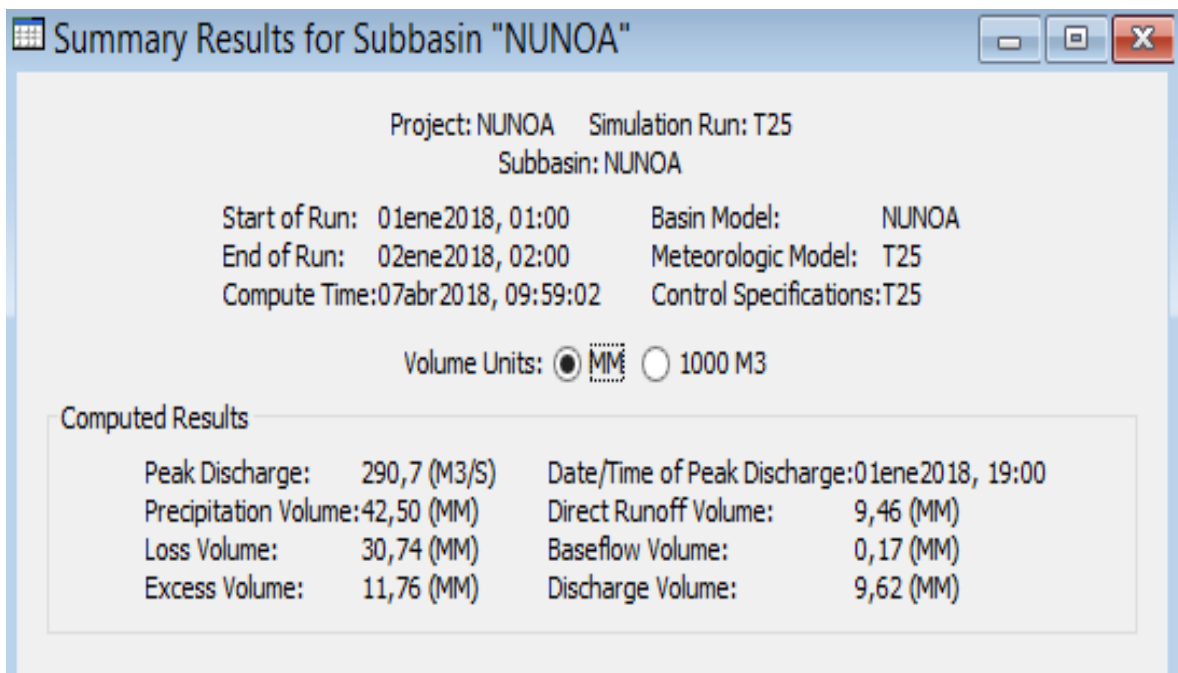


Figura 16 La simulación para periodo de retorno de 25 años

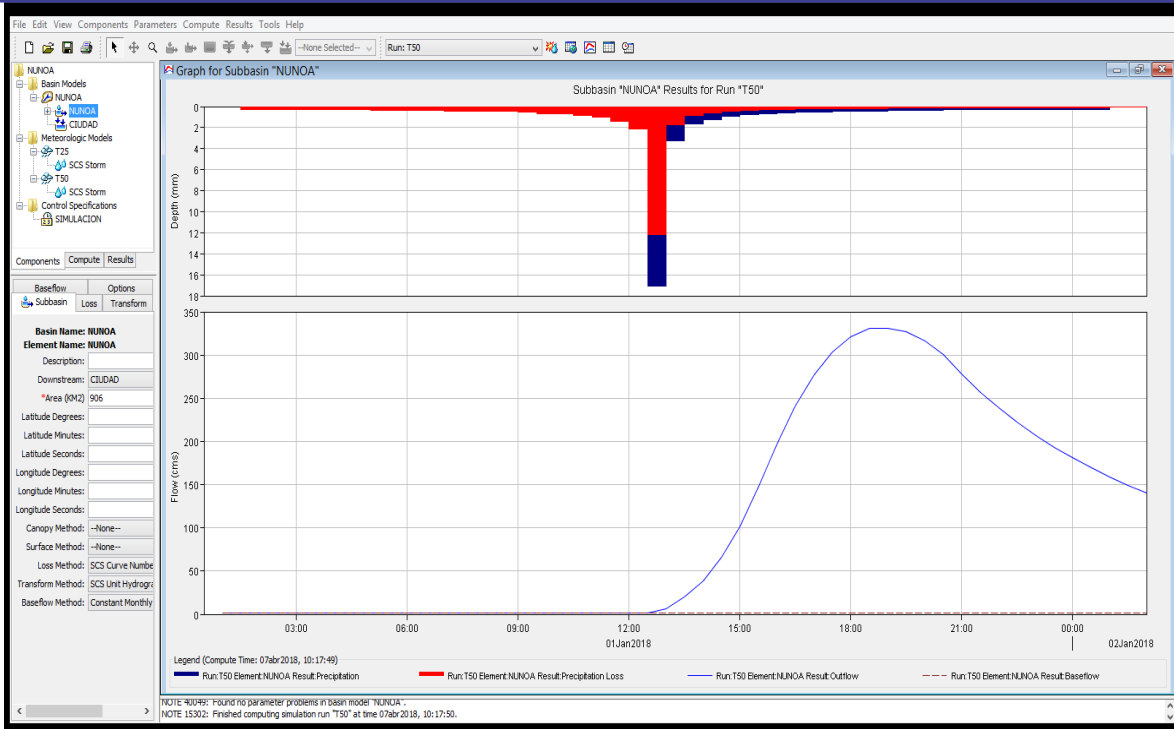


Figura 17 Hietograma e Hidrograma de caudal máximo para período de retorno de 50 años

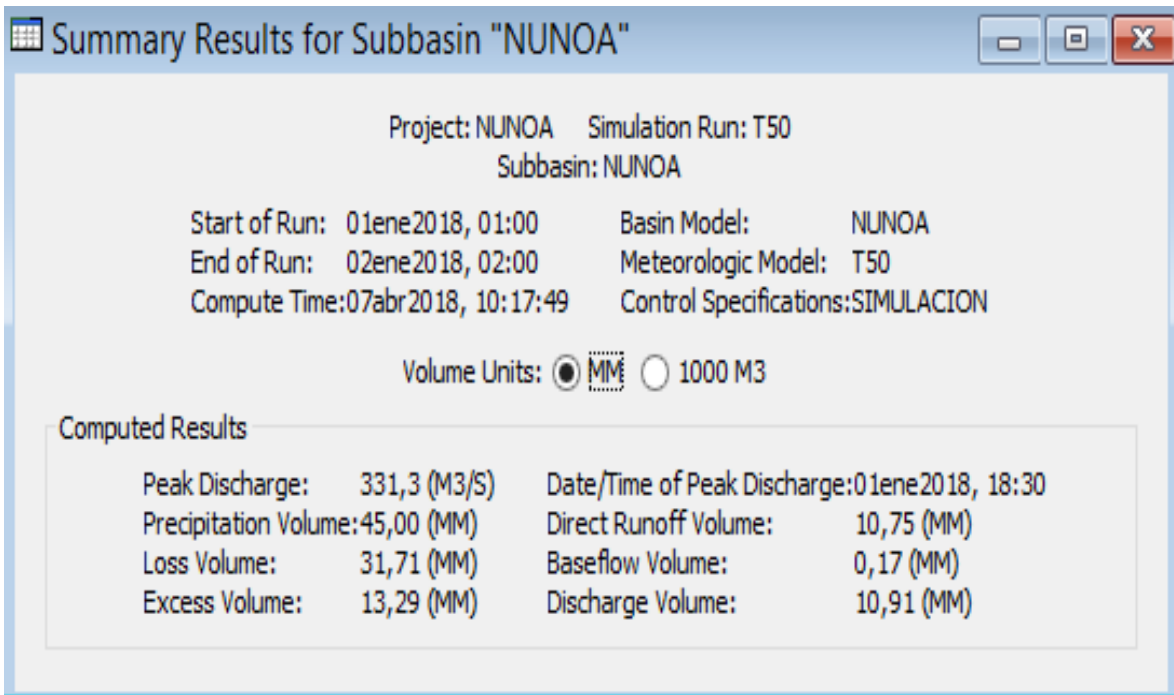


Figura 18 Resumen de la simulación para periodo de retorno de 50 años

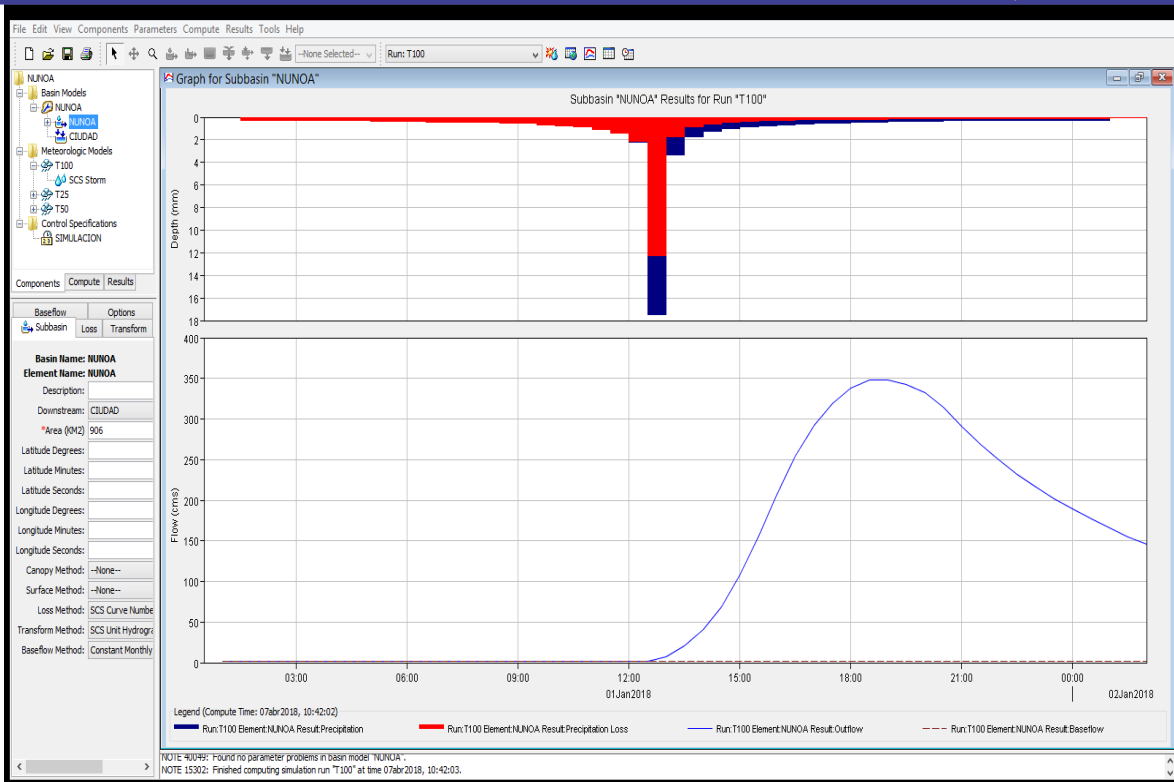


Figura 19 Hietograma e Hidrograma de caudal máximo para período de retorno de 100 años

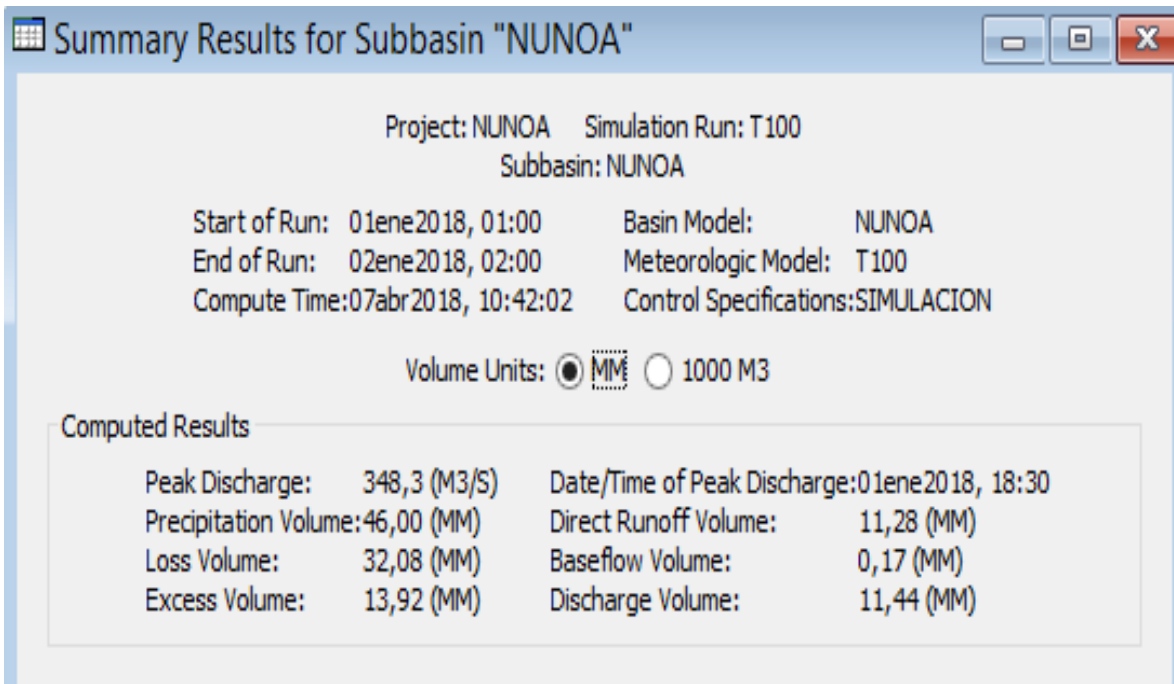


Figura 20 Resumen de la simulación para periodo de retorno de 100 años

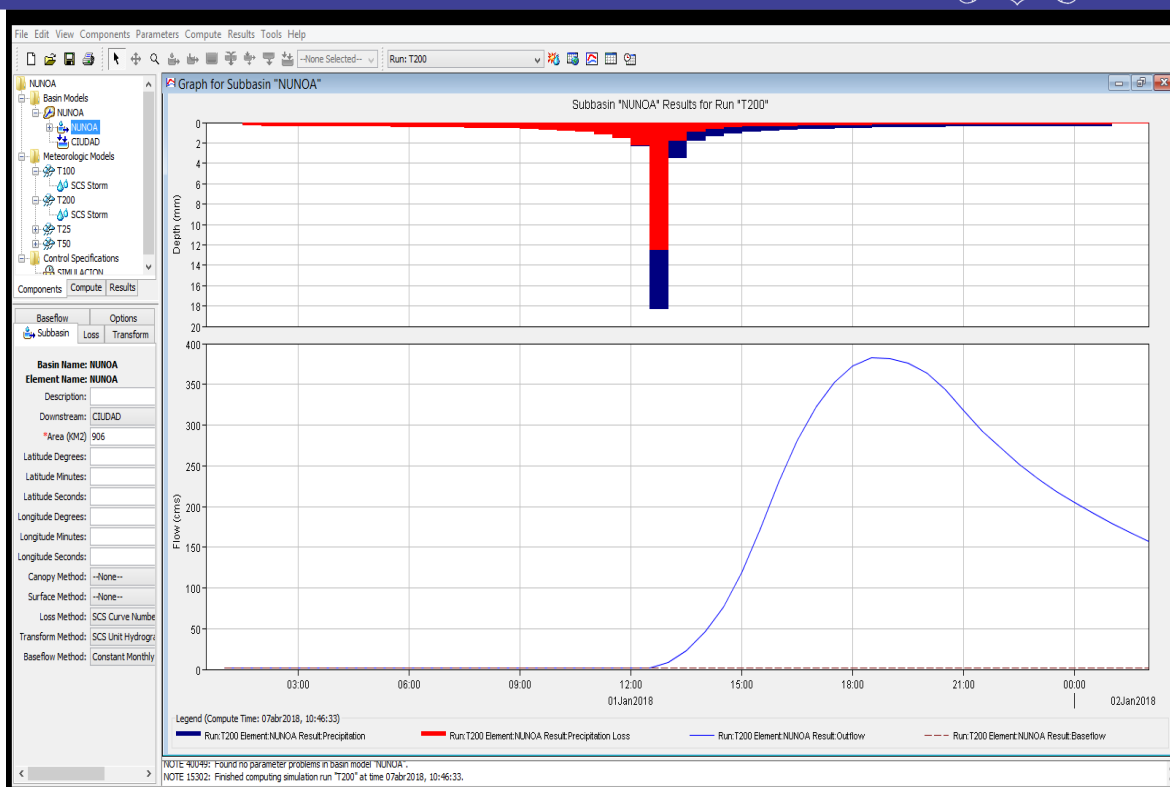


Figura 21 Hietograma e Hidrograma de caudal máximo para período de retorno de 200 años

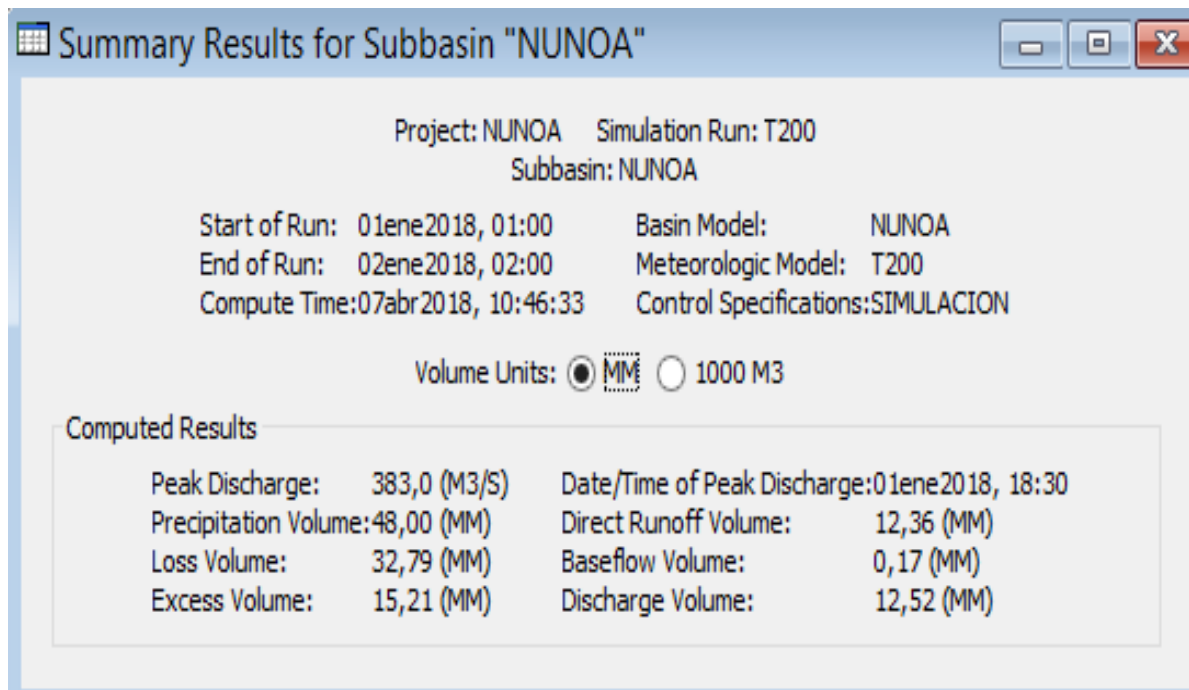


Figura 22 Resumen de la simulación para periodo de retorno de 200 años

En el siguiente cuadro se resume los caudales máximos para cada periodo de retorno

Tabla 13 Caudales máximos para los periodos de retorno

Periodo de retorno (años)	Caudal máximo (m ³ /s)
25	290.7
50	331.3
100	348.3
200	383.0

4.2. Generación información base para fines de acondicionamiento y protección de defensa ribereña mediante muros de gaviones.

Los muros de gaviones son estructuras flexibles, constituidas por cajas fabricadas de malla de alta resistencia, con dimensiones que vienen en fracciones de medio metro, las cuales son rellenas con bloques sanos de piedra. Esta conformación permite que se pueda realizar un esquema modular, lo que facilita la configuración de una amplia variedad de posibilidades de geometría para el muro. En nuestro país, su uso es muy frecuente en los ríos de la costa peruana como elemento estabilizador de laderas o taludes en diversas condiciones.

En el sitio de la obra, los gaviones se unen entre sí con una costura manual del mismo alambre de la malla. Los bloques de roca que se utilizan para el llenado no deben ser susceptibles de meteorización o disgregación y deben tener una dimensión de una a dos veces la menor dimensión de la malla, para evitar pérdidas de material y asegurar la mayor densidad posible. El material sostenido está compuesto, normalmente, por un relleno que es colocado posteriormente a la construcción del muro entre este y el terreno original.

Estos, junto con las eventuales sobrecargas que se aplicarán sobre el terraplén, forman las cargas que actúan sobre el muro. Por lo tanto, este debe ser dimensionado de forma tal que soporte estas cargas sin que se produzca una rotura o deformación excesiva de su estructura, de su fundación o del resto del macizo de tierra. Los gaviones son de fácil instalación y se adecuan e integran armoniosamente a su entorno, logrando que inclusive la vegetación pueda desarrollarse en ella, presentando así, un paisaje agradable contraponiéndose con las soluciones rígidas de concreto o enrocados; para el presente trabajo se ha efectuado el dimensionamiento de dos tipos de gaviones y se ha efectuado el análisis estructural.

V.CONCLUSIONES

A partir de la elaboración de las Curvas-Intensidad-Duración-Frecuencia se determinaron las precipitaciones máximas instantáneas para los distintos periodos de retorno, con una duración de tormenta de seis horas, las cuales se ingresaron al modelo hidrológico HEC-HMS.

El Modelo Hidrológico HEC-HMS, permitió el cálculo de los caudales máximos, para diferentes periodos de retorno 25, 50, 100 y 200 años, los cuales fueron: 290.7, 331.3, 348.3, y 383.0 m³/s, respectivamente, con porcentajes de error de 0.35; 0.36; 0.28 y 0.14 por ciento. Debido a estas diferencias porcentuales entre los caudales pico simulados y observados próximas a cero, se concluye que el Modelo Hidrológico está calibrado.

El Modelo Hidráulico aplicado para el río de Nuñoa, influyó determinantemente en la realización del análisis para la identificación de las zonas de riesgo de inundación concluyendo así que la zona del pueblo de Nuñoa, presentan vulnerabilidad de desborde del río, con unas áreas de inundación de 10 a 20 hectáreas, para los periodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años respectivamente.

Para la protección en las épocas de avenidas se ha planteado muros de contención en gaviones, los mismos que serán utilizados por las oficinas de infraestructura de los municipios y los detalles de diseño y dimensionamiento se encuentran en el punto 4.2.1., diseño de muros en gaviones.

VI. RECOMENDACIONES

Se recomienda el uso integrado de sistemas de información geográficos para realizar la división de la cuenca en sub-cuencas, así como el uso de mapas temáticos de vegetación, suelos, usos de suelo, etc. para la extracción de los parámetros que serán utilizados por el modelo.

Se recomienda que los métodos de cálculo para cada uno de los pasos que realiza el modelo sean seleccionados de acuerdo al tipo de cuenca, canal, suelo, etc. Siguiendo las recomendaciones teóricas para las cuales se sugiere utilizar un tipo de cálculo y no otro.

Se debe tener en cuenta también, la disponibilidad de información antes de seleccionar los métodos, ya que tal vez existe toda la información para trabajar con un método y no con otro.

La división de la cuenca en sub-cuencas se debe realizar hasta una escala que los datos lo permitan, no es de gran ayuda realizar una división donde queden subcuencas sin información, esto puede incluso aumentar el error y la incertidumbre del modelo.

VII. BIBLIOGRAFIA

- Apacla, R. (2010). Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la zona centro de la vertiente del Pacífico. Lima Peru: Universidad Nacional Agraria la Molina.
- Argota, T. (2011). Simulación hidrológica de la cuenca del Rio Amajac Estado de Hidalgo aplicando el modelo SWAT. Mexico: Tesis Mag.Sc. D.F. Instituto Politécnico Nacional. 131 p.
- Ashakar, F., Ouarda, R., & Boobee, B. (1993). Robust estimators in hidrologic frequency analysis in Engineering Hydrology. C.Y., 347 - 352 p.
- Bois, P., & Varas, E. (1998). Hidrología probabilística. Santiago de Chile: Universidad Católica de Chile.
- Burrough, P., McDonnell, R., & Lloyd, C. (1986). Principles of Geographical Information Systems. U.S., 327 p.
- Chavarri, E. (2002). Balance hidrológico de la cuenca integral del Rio Ica. 74 p. Lima Peru: UNALM.
- Chow, V. (1983). Hidráulica de Canales Abiertos. International Edition: McGraw-Hill. 655 p. .
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1994). Applied Hydrology. International Edition: McGraw-Hill. 582 p. .
- Coaquira, A. R. (1998). Análisis de precipitaciones máximas de 24 horas. Puno Peru : PRORRIDRE.
- Del Rio, J. (2010). Introducción al tratamiento de datos espaciales en la hidrología. Bubok. 348 p.
- HEC-HMS, (. (2000). Technical Reference Manual. Washington, D.C.
- INRENA, (. (2007). Evaluación de los Recursos Hídricos de la Cuenca del río Mala. Lima Peru.
- Llamas, J. (1993). Hidrología general. Principios y aplicaciones. Quebec, Canadá: Universidad del País Vasco.
- MTC, (. (2003). Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje.

ONRN, (. N. (1971). Evaluacion y uso racional de los recursos naturales de la costa. Lima Peru.

Ordoñez, J. (2011). Contribuyendo al desarrollo de una cultura del agua y la gestión integrada de los Recursos Hídricos. 41 p. : (Cartilla Técnica).

Peña, F., Pinto, W., & Sanchez, M. (2010). Hidrogeología de la cuenca del Rio Ica Regiones Ica y Huancavelica. Lima Peru: (Boletín Técnico No 3).

PETACC, (2007). Recrecimiento de la presa Choclococha y canal Ingahuasi.

Pizarro, R., & Novoa, P. (1986). Determinación de valores probabilísticos para variables hidrológicas. Chile.

Rocha, A. (2007). Problemática de las inundaciones y huaicos en el Perú. Lima Peru.

SCS, (. (1972). National Engineering Handbook. Section 4 Hydrology. Washington, D.C: SCS.

U.S., (2008). HEC RAS River Analysis System. User's manual. Disponible en <http://www.hec.usace.army.mil>.

ANEXOS

Tabla A 1 Hidrograma de caudal máximo para período de retorno de 25 años

Tiempo	Precipitación(mm)	Pérdida(mm)	Exceso(mm)	Caudal directo(mm)	Caudal base (m3/s)	Caudal total (m3/s)
01:00				0,0	1,7	1,7
01:30	0,22	0,22	0,00	0,0	1,7	1,7
02:00	0,23	0,23	0,00	0,0	1,7	1,7
02:30	0,24	0,24	0,00	0,0	1,7	1,7
03:00	0,25	0,25	0,00	0,0	1,7	1,7
03:30	0,26	0,26	0,00	0,0	1,7	1,7
04:00	0,27	0,27	0,00	0,0	1,7	1,7
04:30	0,28	0,28	0,00	0,0	1,7	1,7
05:00	0,29	0,29	0,00	0,0	1,7	1,7
05:30	0,31	0,31	0,00	0,0	1,7	1,7
06:00	0,33	0,33	0,00	0,0	1,7	1,7
06:30	0,35	0,35	0,00	0,0	1,7	1,7
07:00	0,37	0,37	0,00	0,0	1,7	1,7
07:30	0,39	0,39	0,00	0,0	1,7	1,7
08:00	0,42	0,42	0,00	0,0	1,7	1,7
08:30	0,44	0,44	0,00	0,0	1,7	1,7
09:00	0,45	0,45	0,00	0,0	1,7	1,7
09:30	0,52	0,52	0,00	0,0	1,7	1,7
10:00	0,63	0,63	0,00	0,0	1,7	1,7
10:30	0,68	0,68	0,00	0,0	1,7	1,7
11:00	0,76	0,76	0,00	0,0	1,7	1,7
11:30	0,98	0,98	0,00	0,0	1,7	1,7
12:00	1,32	1,32	0,00	0,0	1,7	1,7
12:30	2,04	2,01	0,03	0,0	1,7	1,7
13:00	16,15	11,93	4,22	4,3	1,7	5,9
13:30	3,06	1,68	1,38	15,4	1,7	17,1
14:00	1,57	0,81	0,76	32,0	1,7	33,7
14:30	1,15	0,57	0,58	54,9	1,7	56,5
15:00	0,89	0,43	0,46	86,0	1,7	87,7
15:30	0,75	0,35	0,39	126,2	1,7	127,8
16:00	0,68	0,31	0,36	168,9	1,7	170,6
16:30	0,60	0,27	0,33	207,6	1,7	209,3
17:00	0,53	0,24	0,29	239,8	1,7	241,4
17:30	0,48	0,21	0,26	263,0	1,7	264,7
18:00	0,45	0,20	0,25	279,4	1,7	281,0
18:30	0,42	0,18	0,24	288,5	1,7	290,1
19:00	0,40	0,17	0,22	289,1	1,7	290,7
19:30	0,37	0,16	0,21	285,4	1,7	287,1
20:00	0,34	0,14	0,20	277,3	1,7	279,0
20:30	0,32	0,13	0,18	263,5	1,7	265,2
21:00	0,29	0,12	0,17	244,7	1,7	246,3
21:30	0,27	0,11	0,16	226,3	1,7	228,0
22:00	0,27	0,11	0,16	210,7	1,7	212,3
22:30	0,26	0,11	0,16	196,2	1,7	197,9
23:00	0,26	0,11	0,15	183,0	1,7	184,7
23:30	0,25	0,10	0,15	171,3	1,7	172,9
00:00	0,25	0,10	0,15	160,6	1,7	162,3
00:30	0,24	0,10	0,15	150,5	1,7	152,2
01:00	0,24	0,09	0,14	141,0	1,7	142,7
01:30	0,00	0,00	0,00	132,4	1,7	134,0
02:00	0,00	0,00	0,00	124,4	1,7	126,1

Tabla A 2 Hidrograma de caudal maximo para periodo de retorno de 50 años

Tiempo	Precipitación(mm)	Pérdida(mm)	Exceso(mm)	Caudal directo(mm)	Caudal base (m3/s)	Caudal total (m3/s)
01:00				0,0	1,7	1,7
01:30	0,23	0,23	0,00	0,0	1,7	1,7
02:00	0,24	0,24	0,00	0,0	1,7	1,7
02:30	0,25	0,25	0,00	0,0	1,7	1,7
03:00	0,27	0,27	0,00	0,0	1,7	1,7
03:30	0,27	0,27	0,00	0,0	1,7	1,7
04:00	0,29	0,29	0,00	0,0	1,7	1,7
04:30	0,30	0,30	0,00	0,0	1,7	1,7
05:00	0,31	0,31	0,00	0,0	1,7	1,7
05:30	0,33	0,33	0,00	0,0	1,7	1,7
06:00	0,35	0,35	0,00	0,0	1,7	1,7
06:30	0,37	0,37	0,00	0,0	1,7	1,7
07:00	0,40	0,40	0,00	0,0	1,7	1,7
07:30	0,41	0,41	0,00	0,0	1,7	1,7
08:00	0,44	0,44	0,00	0,0	1,7	1,7
08:30	0,46	0,46	0,00	0,0	1,7	1,7
09:00	0,48	0,48	0,00	0,0	1,7	1,7
09:30	0,55	0,55	0,00	0,0	1,7	1,7
10:00	0,67	0,67	0,00	0,0	1,7	1,7
10:30	0,72	0,72	0,00	0,0	1,7	1,7
11:00	0,81	0,81	0,00	0,0	1,7	1,7
11:30	1,03	1,03	0,00	0,0	1,7	1,7
12:00	1,40	1,40	0,00	0,0	1,7	1,7
12:30	2,16	2,09	0,07	0,1	1,7	1,7
13:00	17,10	12,19	4,91	5,1	1,7	6,7
13:30	3,24	1,69	1,55	18,1	1,7	19,8
14:00	1,67	0,82	0,85	37,4	1,7	39,0
14:30	1,22	0,57	0,64	63,9	1,7	65,5
15:00	0,94	0,43	0,51	99,9	1,7	101,5
15:30	0,79	0,36	0,44	146,2	1,7	147,8
16:00	0,72	0,32	0,40	195,2	1,7	196,9
16:30	0,63	0,28	0,36	239,4	1,7	241,1
17:00	0,56	0,24	0,32	275,8	1,7	277,4
17:30	0,50	0,21	0,29	301,9	1,7	303,5
18:00	0,48	0,20	0,28	319,9	1,7	321,6
18:30	0,45	0,18	0,26	329,7	1,7	331,3
19:00	0,42	0,17	0,25	329,7	1,7	331,3
19:30	0,39	0,16	0,23	324,9	1,7	326,6
20:00	0,36	0,14	0,22	315,0	1,7	316,7
20:30	0,34	0,13	0,20	298,6	1,7	300,3
21:00	0,31	0,12	0,19	276,5	1,7	278,2
21:30	0,29	0,11	0,18	255,2	1,7	256,8
22:00	0,28	0,11	0,17	237,1	1,7	238,8
22:30	0,28	0,11	0,17	220,5	1,7	222,2
23:00	0,27	0,11	0,17	205,3	1,7	207,0
23:30	0,27	0,10	0,16	191,9	1,7	193,5
00:00	0,26	0,10	0,16	179,7	1,7	181,4
00:30	0,26	0,10	0,16	168,2	1,7	169,8
01:00	0,25	0,09	0,16	157,3	1,7	159,0
01:30	0,00	0,00	0,00	147,5	1,7	149,1
02:00	0,00	0,00	0,00	138,5	1,7	140,1

Tabla A 3 Hidrograma de caudal maximo para periodo de retorno de 100 años

Precipitación(mm)	Pérdida(mm)	Exceso(mm)	Caudal directo(mm)	Caudal base (m3/s)	Caudal total (m3/s)	
01:00				0,0	1,7	1,7
01:30	0,23	0,23	0,00	0,0	1,7	1,7
02:00	0,25	0,25	0,00	0,0	1,7	1,7
02:30	0,26	0,26	0,00	0,0	1,7	1,7
03:00	0,27	0,27	0,00	0,0	1,7	1,7
03:30	0,28	0,28	0,00	0,0	1,7	1,7
04:00	0,29	0,29	0,00	0,0	1,7	1,7
04:30	0,30	0,30	0,00	0,0	1,7	1,7
05:00	0,32	0,32	0,00	0,0	1,7	1,7
05:30	0,34	0,34	0,00	0,0	1,7	1,7
06:00	0,35	0,35	0,00	0,0	1,7	1,7
06:30	0,38	0,38	0,00	0,0	1,7	1,7
07:00	0,40	0,40	0,00	0,0	1,7	1,7
07:30	0,42	0,42	0,00	0,0	1,7	1,7
08:00	0,45	0,45	0,00	0,0	1,7	1,7
08:30	0,47	0,47	0,00	0,0	1,7	1,7
09:00	0,49	0,49	0,00	0,0	1,7	1,7
09:30	0,56	0,56	0,00	0,0	1,7	1,7
10:00	0,68	0,68	0,00	0,0	1,7	1,7
10:30	0,74	0,74	0,00	0,0	1,7	1,7
11:00	0,83	0,83	0,00	0,0	1,7	1,7
11:30	1,06	1,06	0,00	0,0	1,7	1,7
12:00	1,43	1,43	0,00	0,0	1,7	1,7
12:30	2,21	2,12	0,09	0,1	1,7	1,8
13:00	17,48	12,28	5,20	5,4	1,7	7,1
13:30	3,31	1,70	1,61	19,2	1,7	20,9
14:00	1,70	0,82	0,88	39,6	1,7	41,3
14:30	1,24	0,57	0,67	67,6	1,7	69,3
15:00	0,97	0,43	0,53	105,6	1,7	107,3
15:30	0,81	0,36	0,45	154,5	1,7	156,1
16:00	0,73	0,32	0,42	206,1	1,7	207,8
16:30	0,65	0,28	0,37	252,5	1,7	254,2
17:00	0,57	0,24	0,33	290,6	1,7	292,3
17:30	0,52	0,21	0,30	317,9	1,7	319,5
18:00	0,49	0,20	0,29	336,7	1,7	338,3
18:30	0,46	0,18	0,27	346,6	1,7	348,3
19:00	0,43	0,17	0,26	346,3	1,7	348,0
19:30	0,40	0,16	0,24	341,1	1,7	342,8
20:00	0,37	0,14	0,22	330,5	1,7	332,1
20:30	0,35	0,13	0,21	313,0	1,7	314,6
21:00	0,31	0,12	0,19	289,6	1,7	291,2
21:30	0,29	0,11	0,18	267,0	1,7	268,7
22:00	0,29	0,11	0,18	247,9	1,7	249,6
22:30	0,29	0,11	0,18	230,4	1,7	232,1
23:00	0,28	0,11	0,18	214,4	1,7	216,1
23:30	0,27	0,10	0,17	200,3	1,7	201,9
00:00	0,27	0,10	0,17	187,5	1,7	189,1
00:30	0,26	0,10	0,17	175,3	1,7	177,0
01:00	0,26	0,09	0,16	163,9	1,7	165,6
01:30	0,00	0,00	0,00	153,6	1,7	155,3
02:00	0,00	0,00	0,00	144,2	1,7	145,8

Tabla A 4 Hidrograma de caudal maximo para periodo de retorno de 200 años

Precipitación(mm)	Pérdida(mm)	Exceso(mm)	Caudal directo(mm)	Caudal base (m3/s)	Caudal total (m3/s)	
01:00				0,0	1,7	1,7
01:30	0,24	0,24	0,00	0,0	1,7	1,7
02:00	0,26	0,26	0,00	0,0	1,7	1,7
02:30	0,27	0,27	0,00	0,0	1,7	1,7
03:00	0,28	0,28	0,00	0,0	1,7	1,7
03:30	0,29	0,29	0,00	0,0	1,7	1,7
04:00	0,31	0,31	0,00	0,0	1,7	1,7
04:30	0,32	0,32	0,00	0,0	1,7	1,7
05:00	0,33	0,33	0,00	0,0	1,7	1,7
05:30	0,35	0,35	0,00	0,0	1,7	1,7
06:00	0,37	0,37	0,00	0,0	1,7	1,7
06:30	0,39	0,39	0,00	0,0	1,7	1,7
07:00	0,42	0,42	0,00	0,0	1,7	1,7
07:30	0,44	0,44	0,00	0,0	1,7	1,7
08:00	0,47	0,47	0,00	0,0	1,7	1,7
08:30	0,49	0,49	0,00	0,0	1,7	1,7
09:00	0,51	0,51	0,00	0,0	1,7	1,7
09:30	0,59	0,59	0,00	0,0	1,7	1,7
10:00	0,71	0,71	0,00	0,0	1,7	1,7
10:30	0,77	0,77	0,00	0,0	1,7	1,7
11:00	0,86	0,86	0,00	0,0	1,7	1,7
11:30	1,10	1,10	0,00	0,0	1,7	1,7
12:00	1,49	1,48	0,00	0,0	1,7	1,7
12:30	2,30	2,17	0,13	0,1	1,7	1,8
13:00	18,24	12,47	5,77	6,2	1,7	7,8
13:30	3,46	1,71	1,75	21,6	1,7	23,2
14:00	1,78	0,82	0,96	44,3	1,7	45,9
14:30	1,30	0,58	0,72	75,4	1,7	77,0
15:00	1,01	0,44	0,57	117,6	1,7	119,2
15:30	0,84	0,36	0,49	171,6	1,7	173,3
16:00	0,76	0,32	0,45	228,5	1,7	230,2
16:30	0,68	0,28	0,40	279,5	1,7	281,1
17:00	0,60	0,24	0,36	321,1	1,7	322,8
17:30	0,54	0,21	0,32	350,7	1,7	352,3
18:00	0,51	0,20	0,31	370,9	1,7	372,5
18:30	0,48	0,18	0,29	381,3	1,7	383,0
19:00	0,45	0,17	0,28	380,4	1,7	382,1
19:30	0,42	0,16	0,26	374,1	1,7	375,8
20:00	0,38	0,14	0,24	362,0	1,7	363,6
20:30	0,36	0,13	0,23	342,2	1,7	343,9
21:00	0,33	0,12	0,21	316,1	1,7	317,8
21:30	0,31	0,11	0,19	291,0	1,7	292,7
22:00	0,30	0,11	0,19	269,9	1,7	271,6
22:30	0,30	0,11	0,19	250,5	1,7	252,2
23:00	0,29	0,11	0,19	232,9	1,7	234,5
23:30	0,28	0,10	0,18	217,3	1,7	219,0
00:00	0,28	0,10	0,18	203,2	1,7	204,9
00:30	0,27	0,10	0,18	189,9	1,7	191,6
01:00	0,27	0,09	0,17	177,4	1,7	179,0
01:30	0,00	0,00	0,00	166,0	1,7	167,7
02:00	0,00	0,00	0,00	155,7	1,7	157,4

Precipitación maxima en la estación Santa Rosa

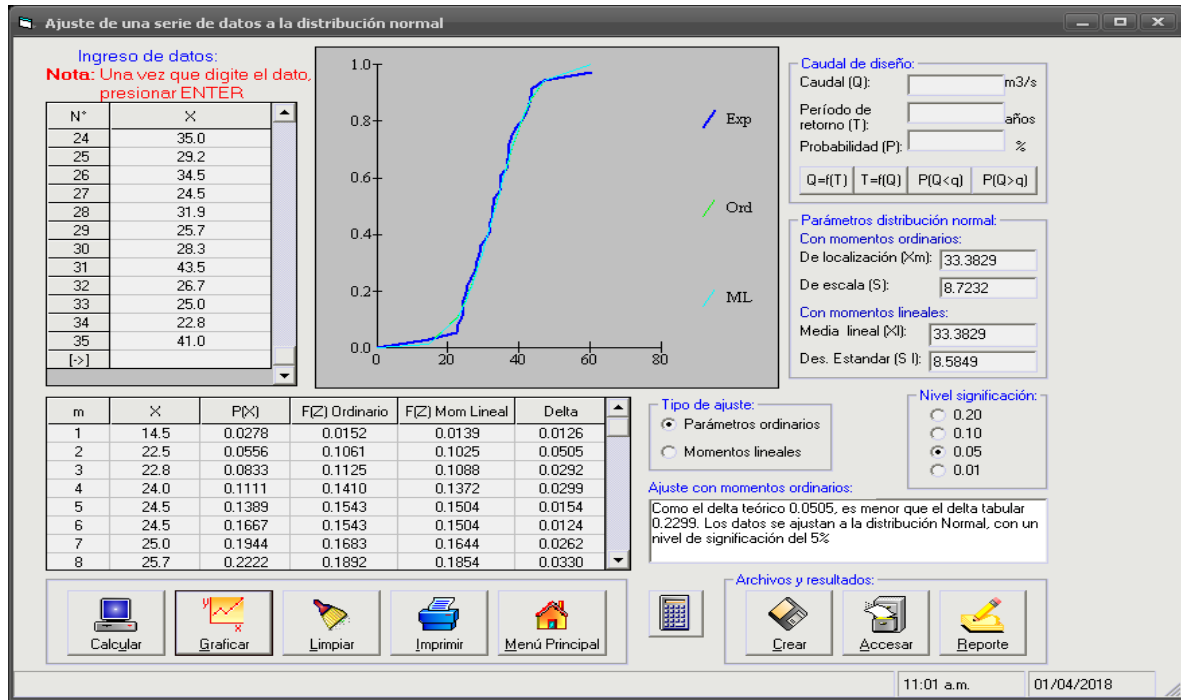


Figura A 1 Prueba de bondad de ajuste con distribución Normal en la estación Santa Rosa

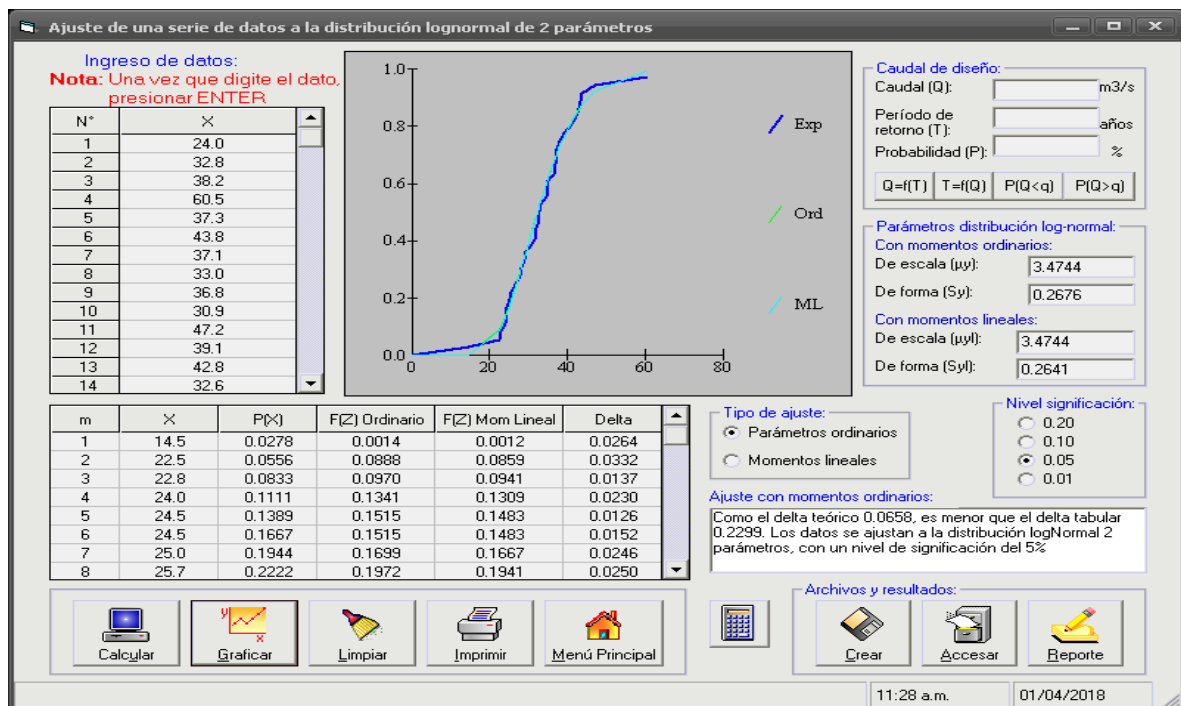


Figura A 2 Prueba de bondad de ajuste con distribución Lognormal de 2 parametros en la estación Santa Rosa

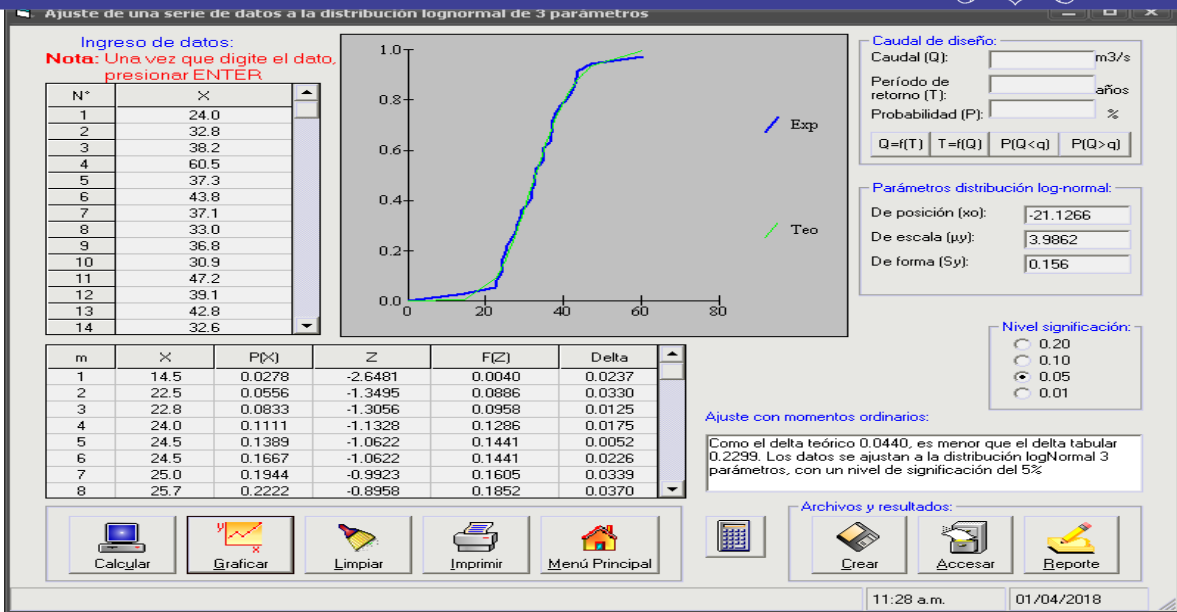


Figura A 3 Prueba de bondad de ajuste con distribución Lognormal de 3 parámetros en la estación Santa Rosa

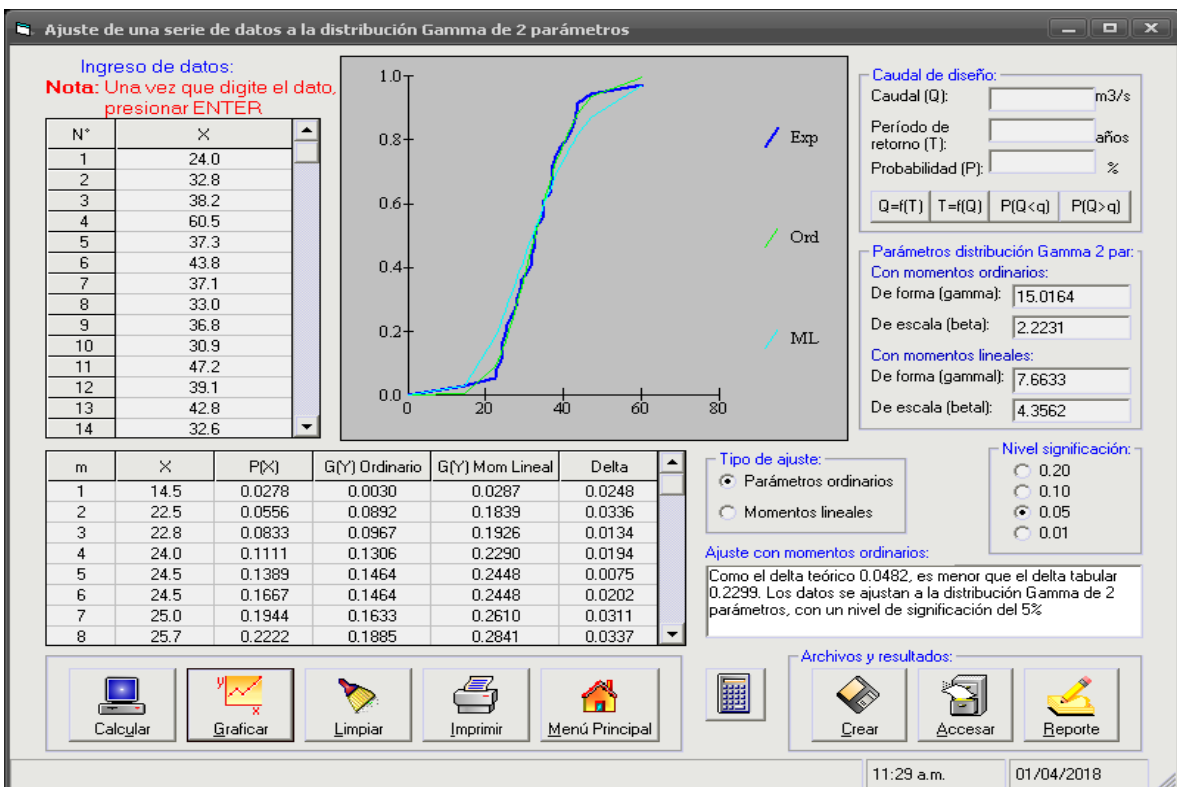


Figura A 4 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 2 parámetros en la estación Santa Rosa

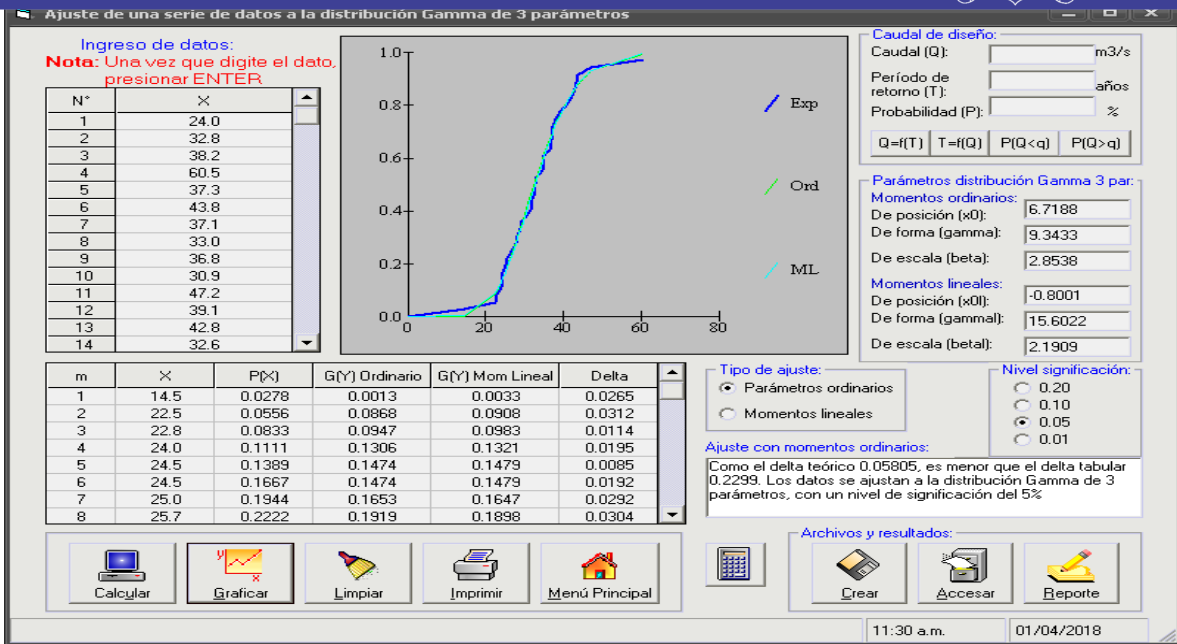


Figura A 5 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 3 parametros en la estación Santa Rosa

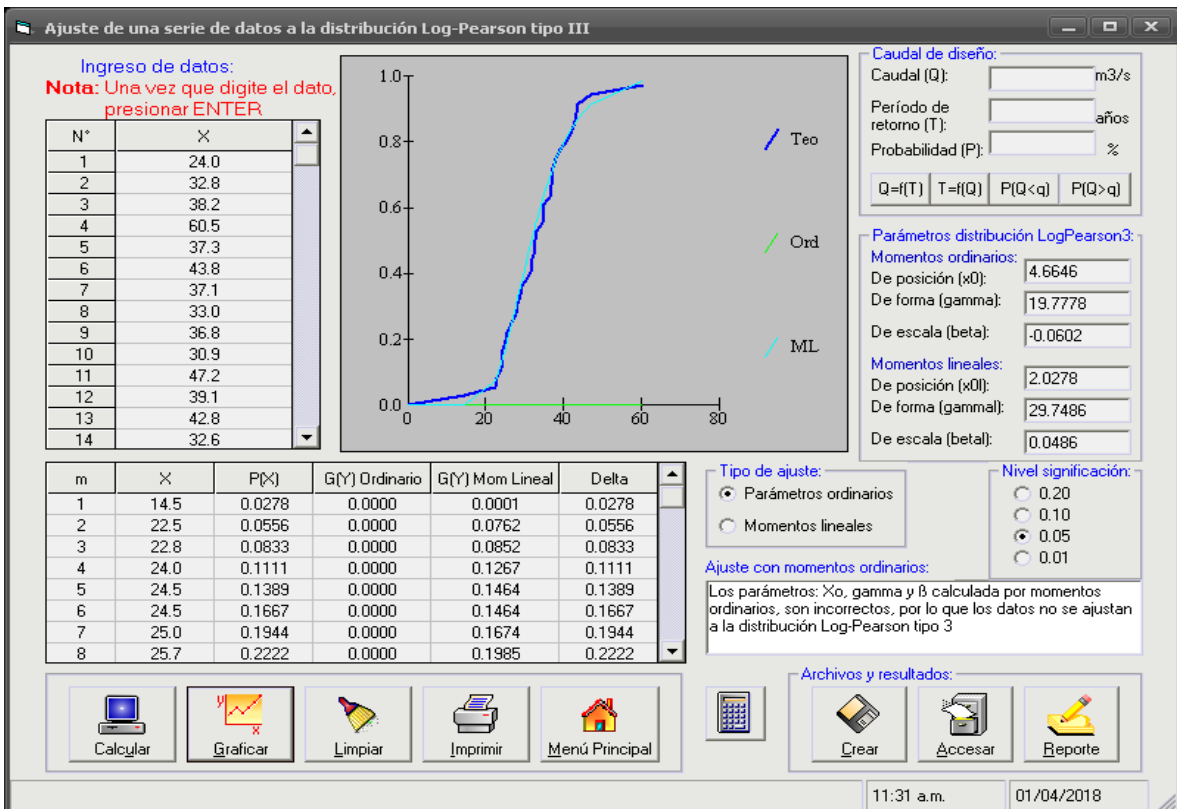


Figura A 6 Prueba de bondad de ajuste con distribución Log-Pearson tipo III en la estación Santa Rosa

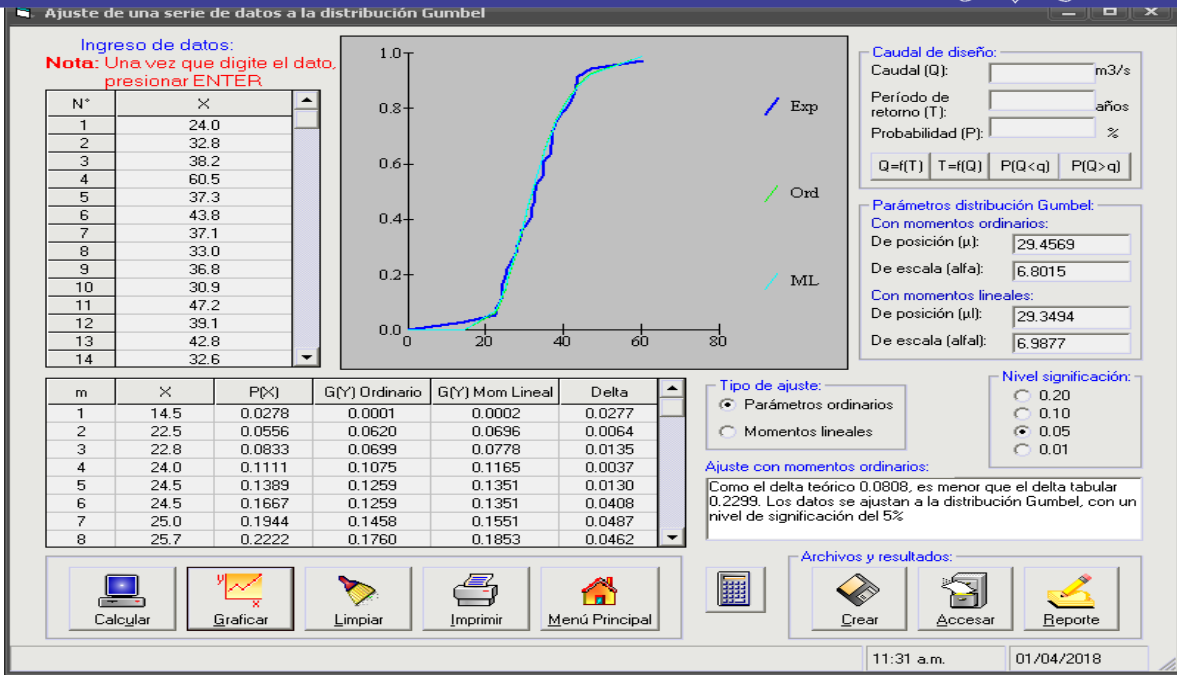


Figura A 7 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gumbel en la estación Santa Rosa

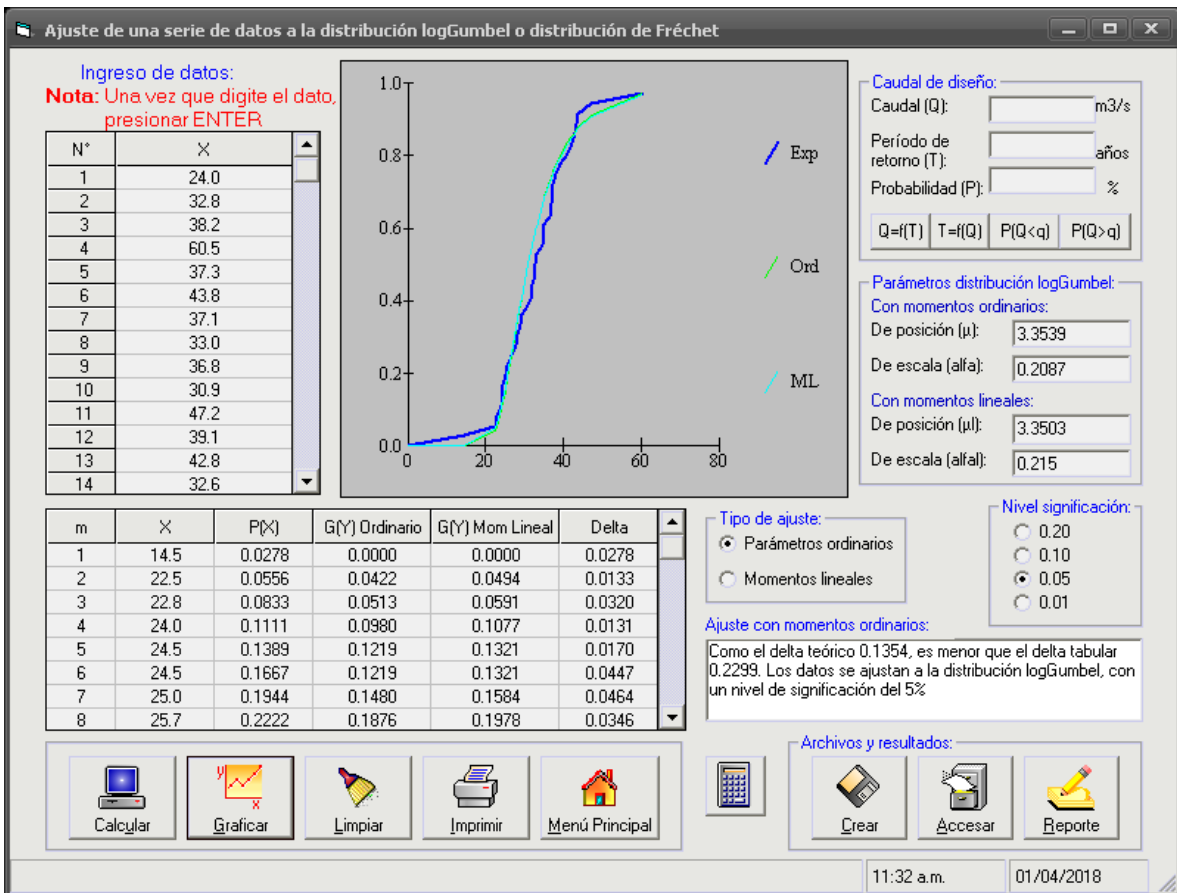


Figura A 8 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogGumbel en la estación Santa Rosa

Precipitación máxima en la estación Nunoa

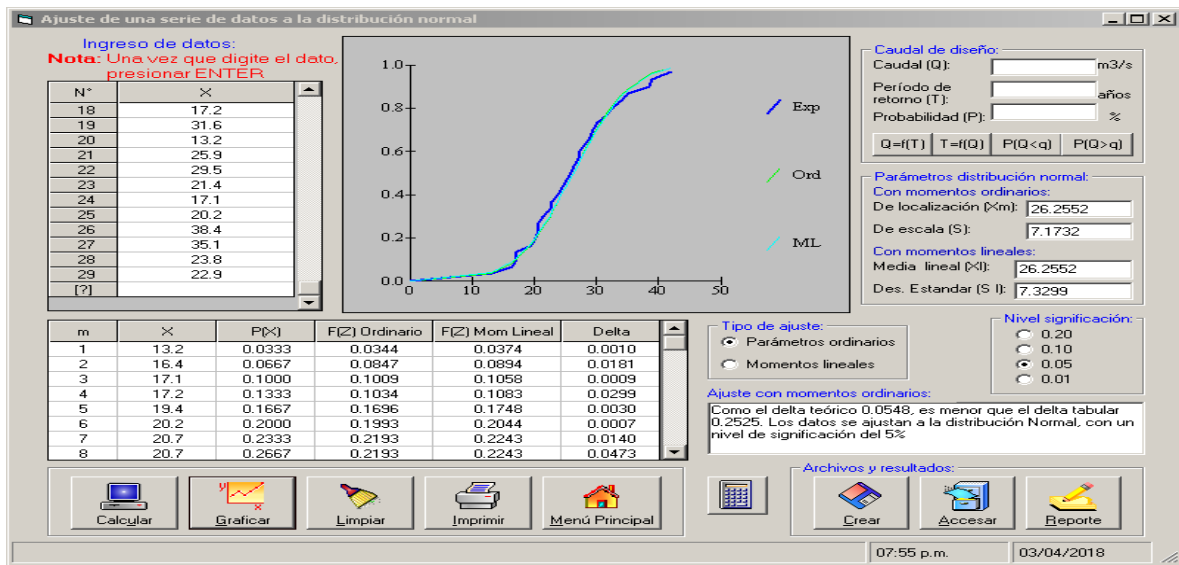


Figura A 9 Prueba de bondad de ajuste con distribución Normal en la estación Nuñoa

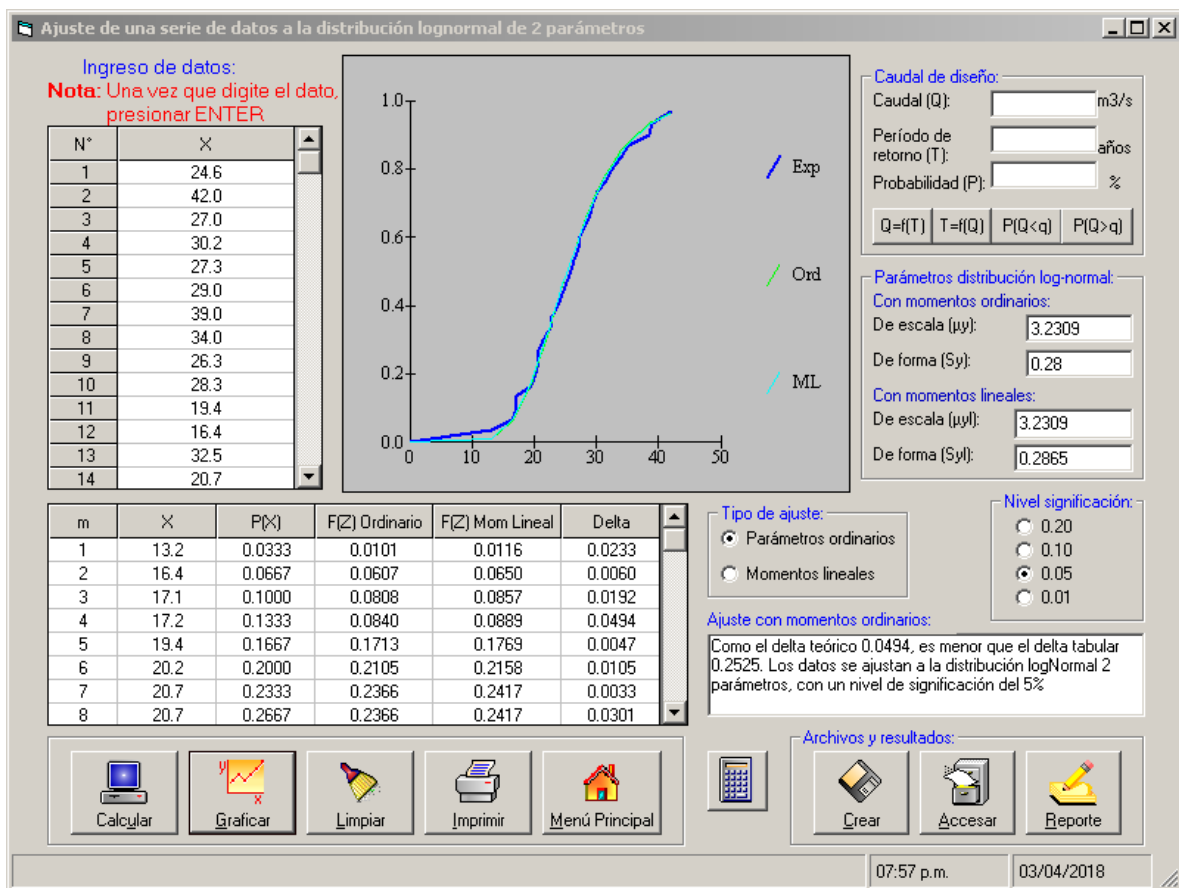


Figura A 10 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal 2 parámetros en la estación Nuñoa

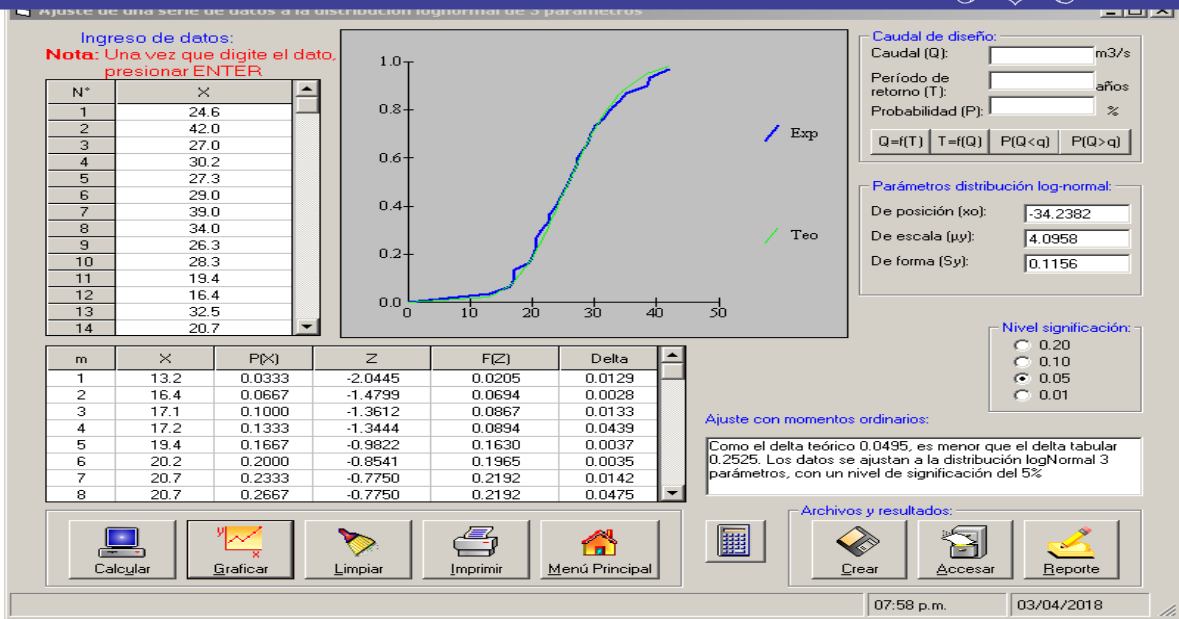


Figura A 11 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal 3 parámetros en la estación Nuñoa

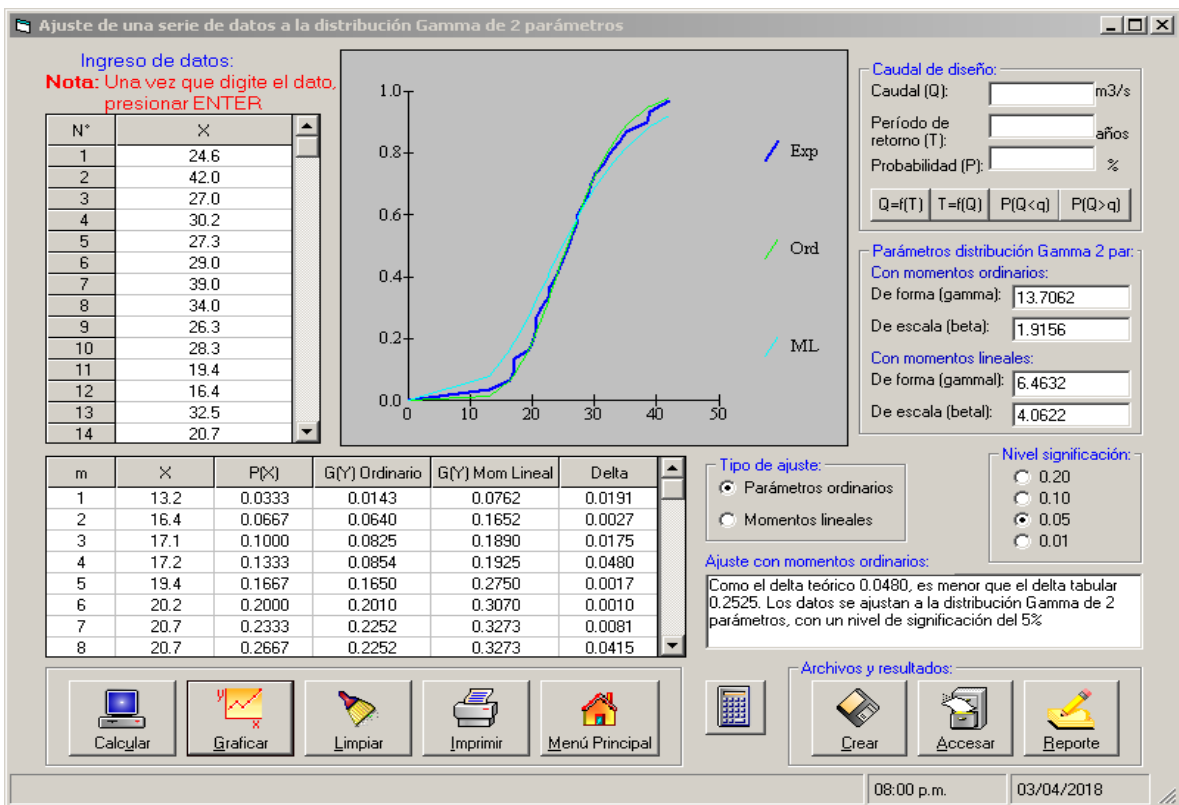


Figura A 12 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 2 parámetros en la estación Nuñoa

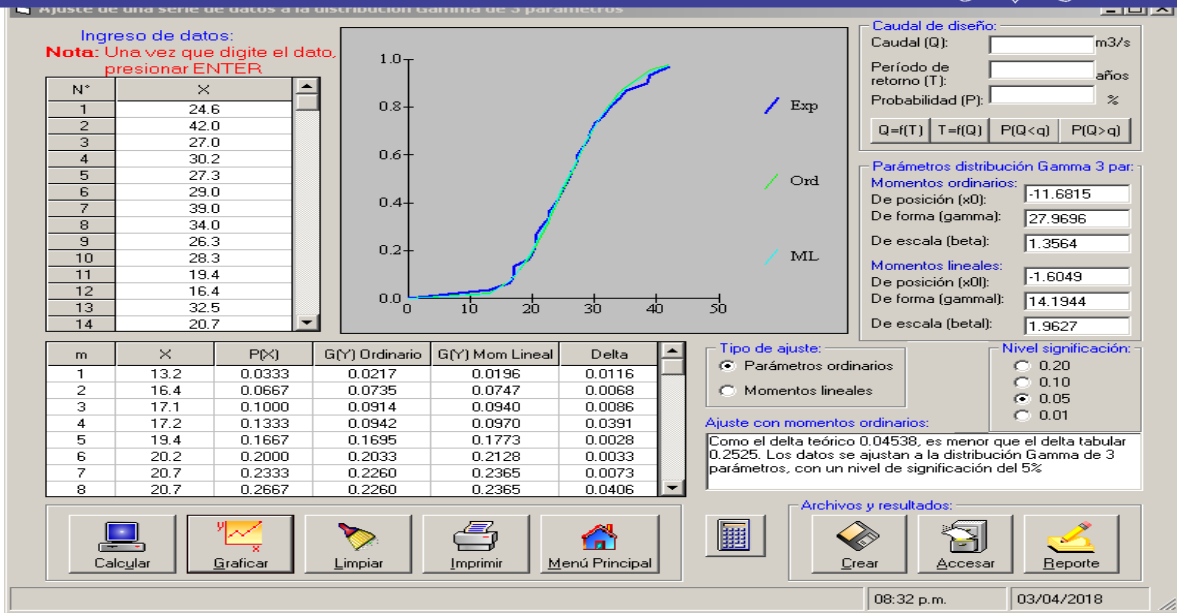


Figura A 13 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 3 parametros en la estación Nuñoa

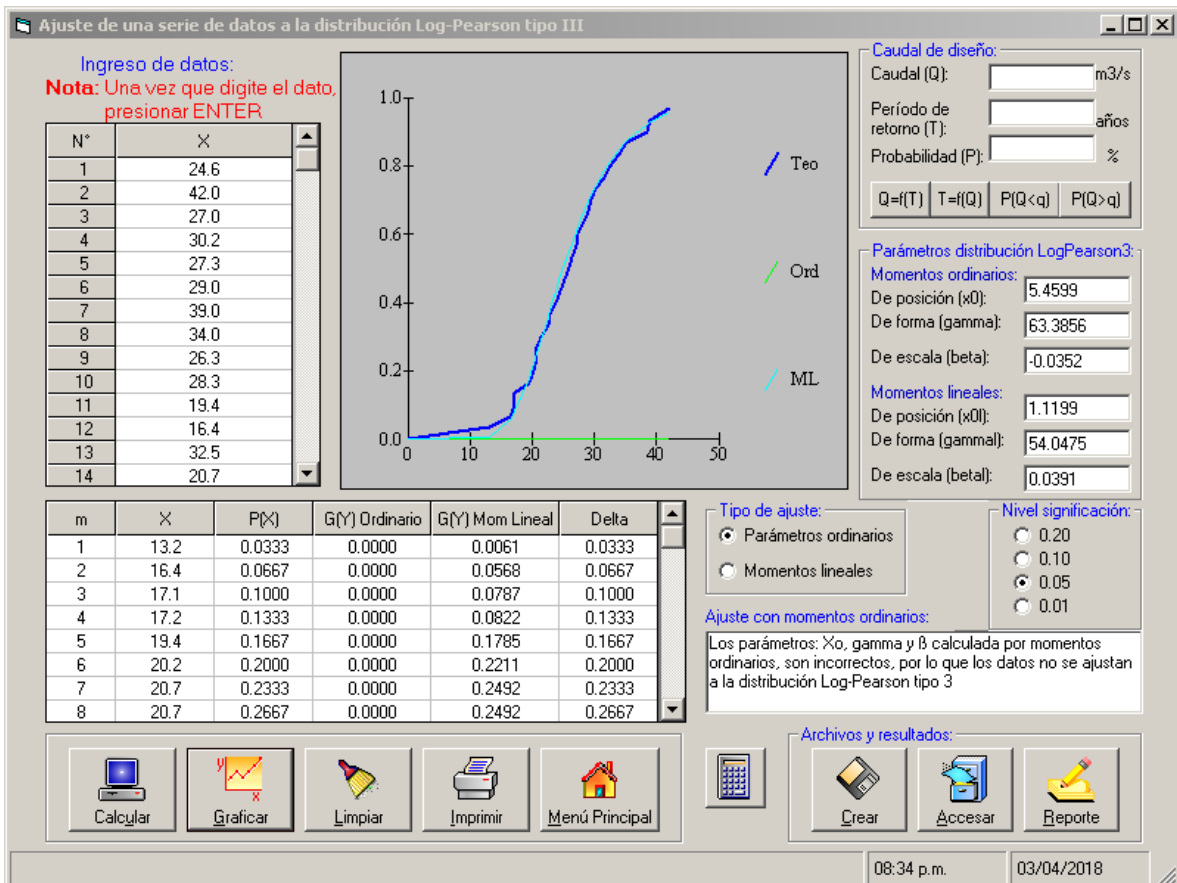


Figura A 14 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogPearson tipo III en la estación Nuñoa

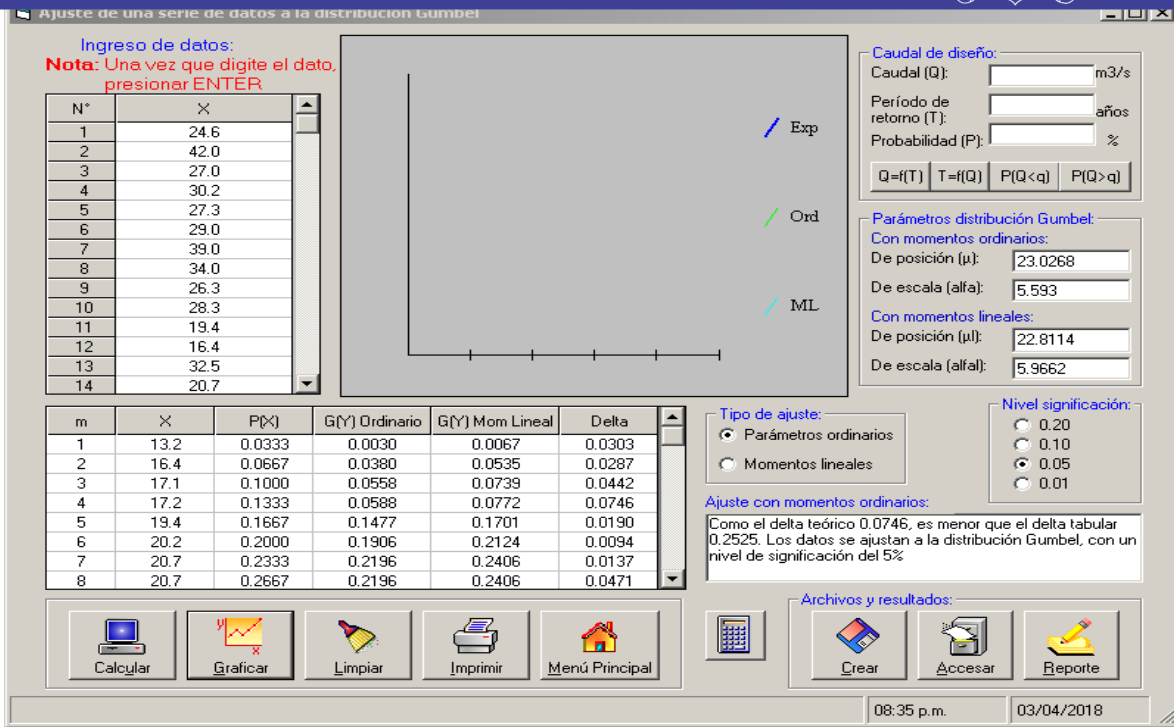


Figura A 15 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gumbel en la estación Nuñoa

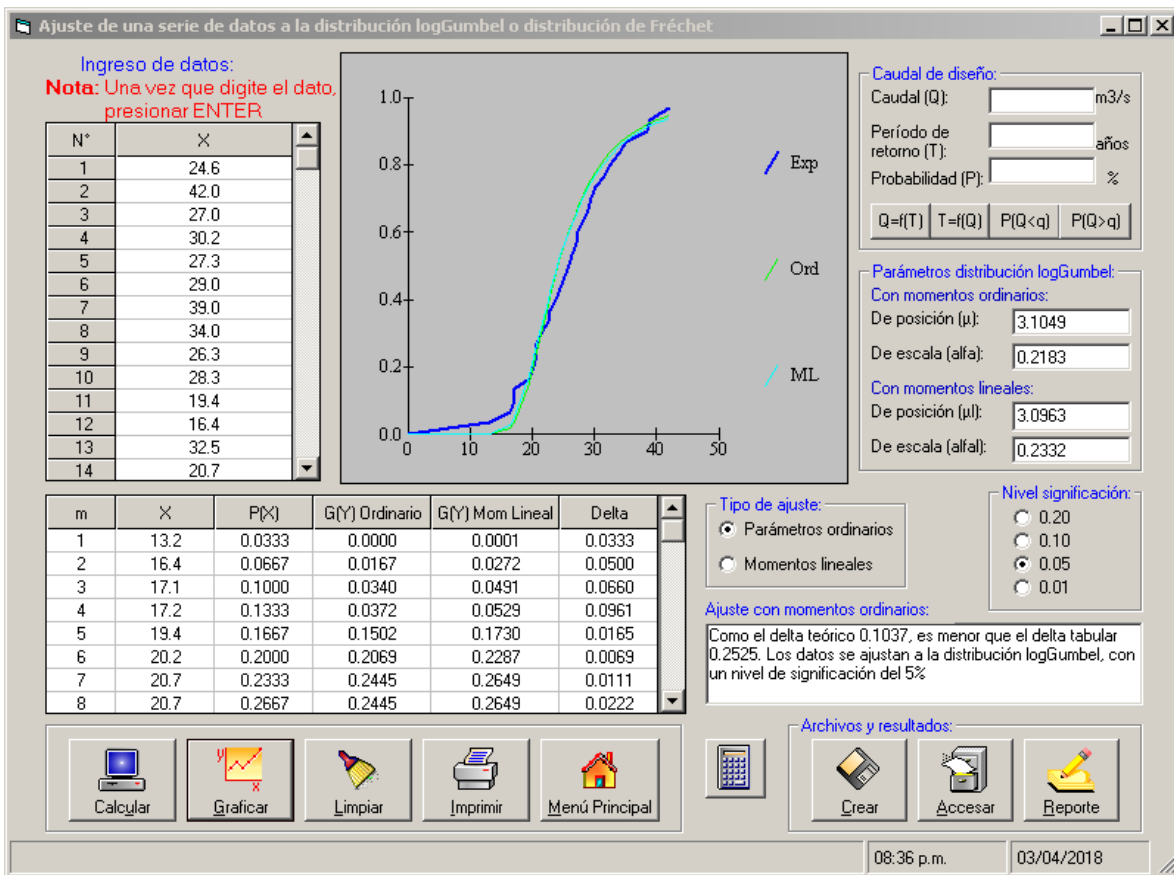


Figura A 16 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogGumbel en la estación Nuñoa

Precipitación máxima en la estación Macusani.

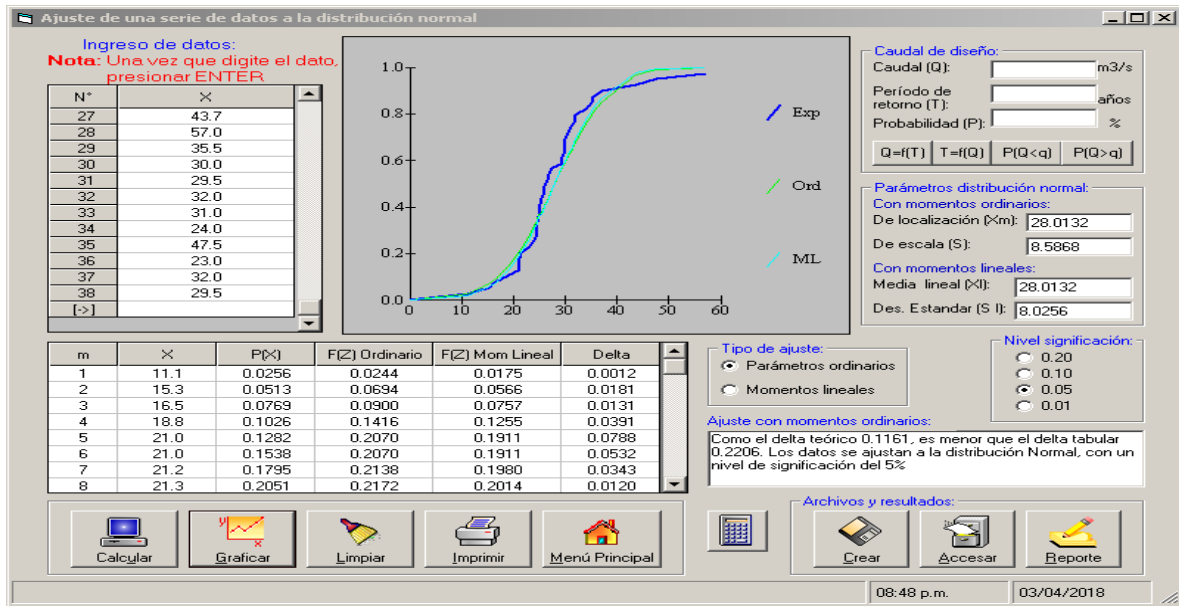


Figura A 17 Prueba de bondad de ajuste con distribución Normal en la estación Macusani

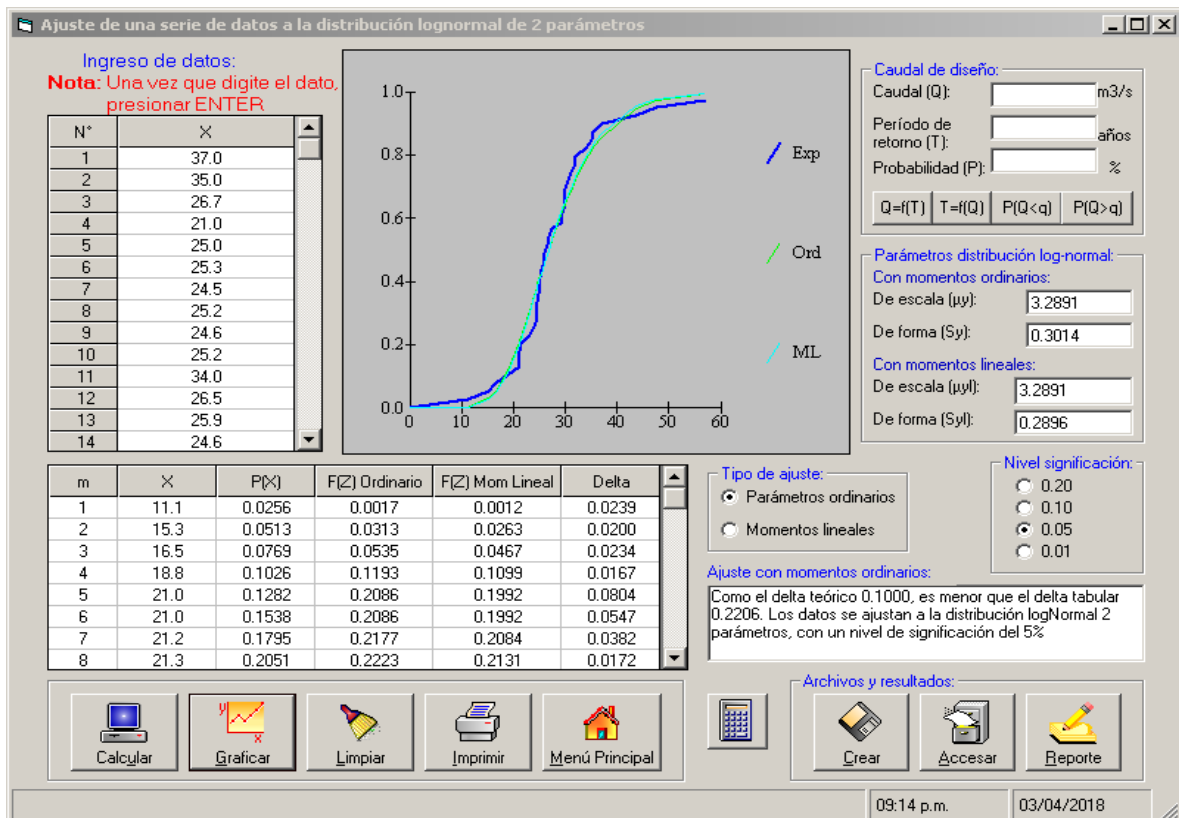


Figura A 18 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal de 2 parametros en la estación Macusani

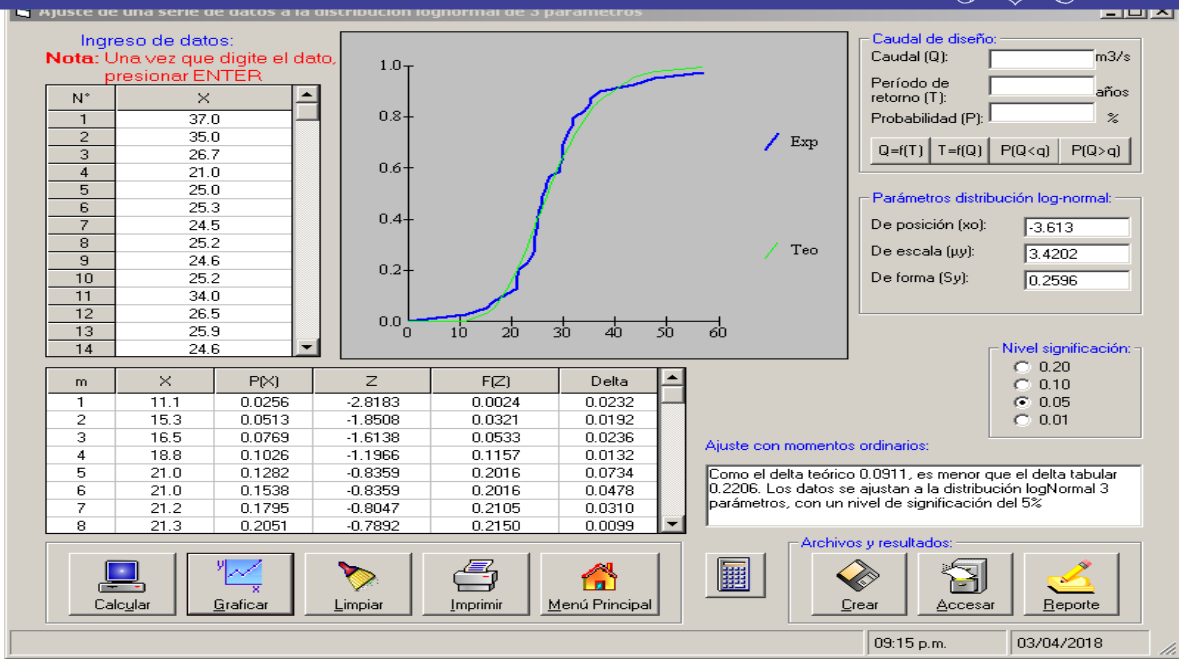


Figura A 19 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal de 3 parámetros en la estación Macusani

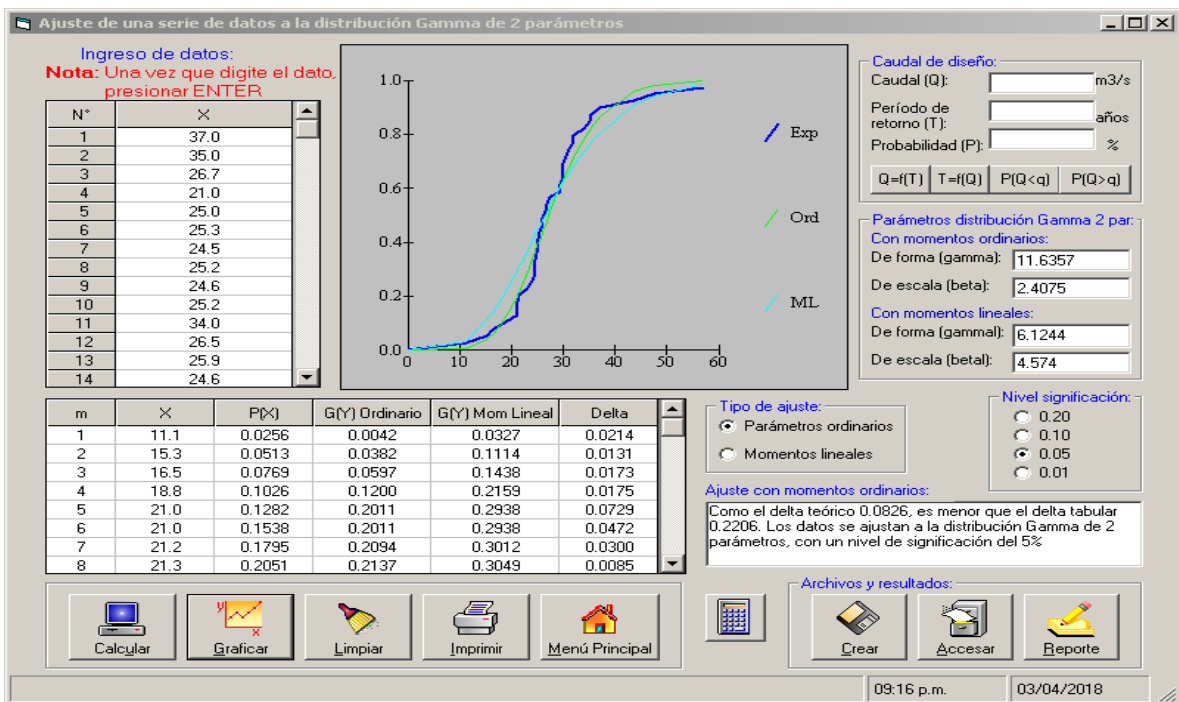


Figura A 20 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 2 parámetros en la estación Macusani

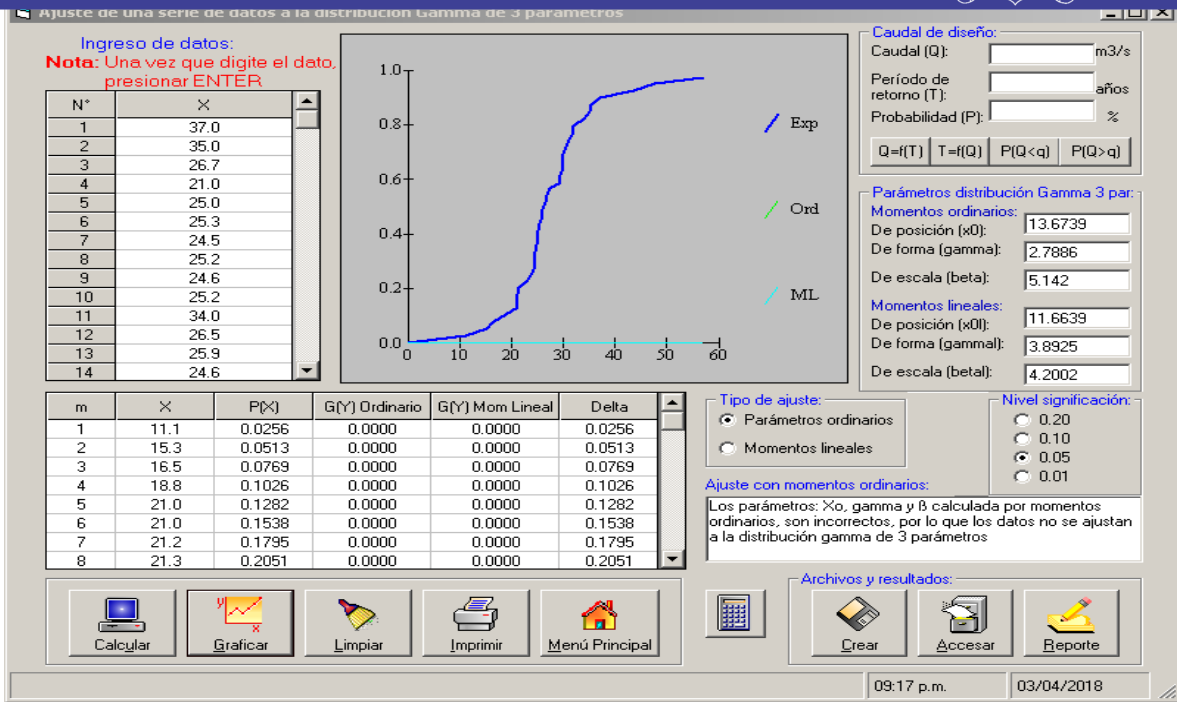


Figura A 21 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 3 parámetros en la estación Macusani

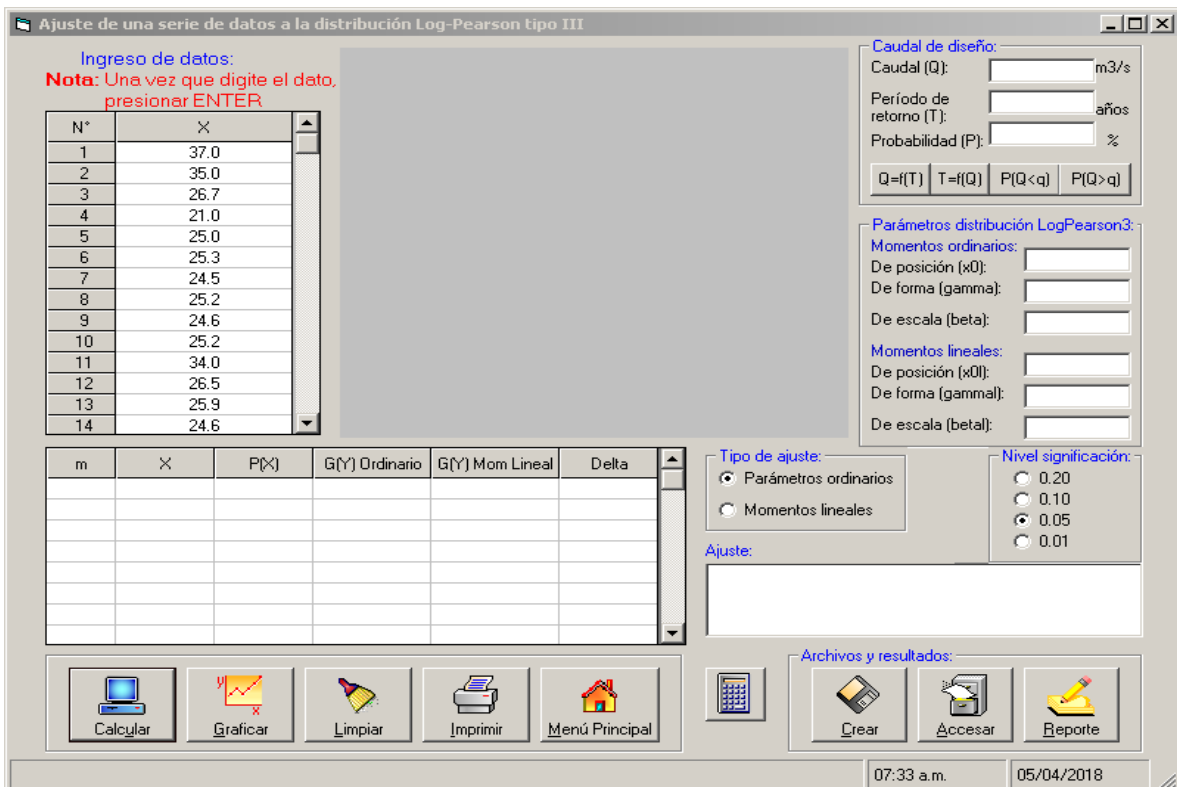


Figura A 22 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogPearson tipo III en la estación Macusani

No se puede realizar la prueba de bondad de ajuste para la distribución Log-Pearson tipo III

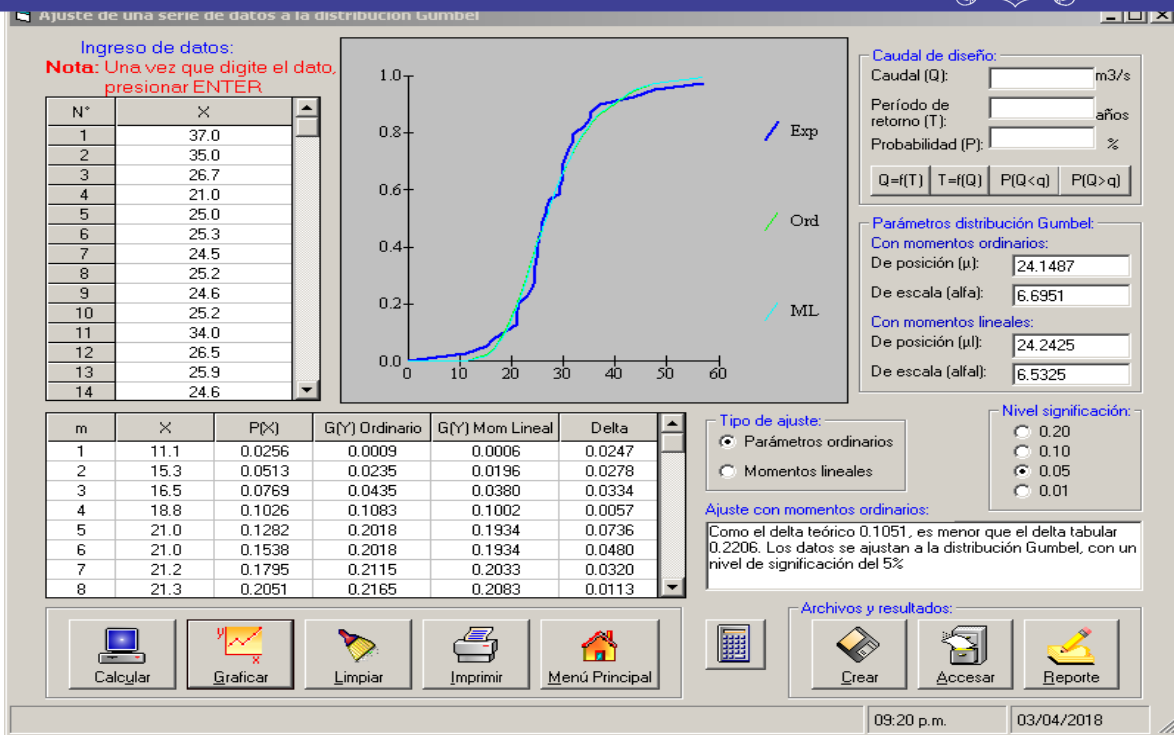


Figura A 23 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gumbel en la estación Macusani

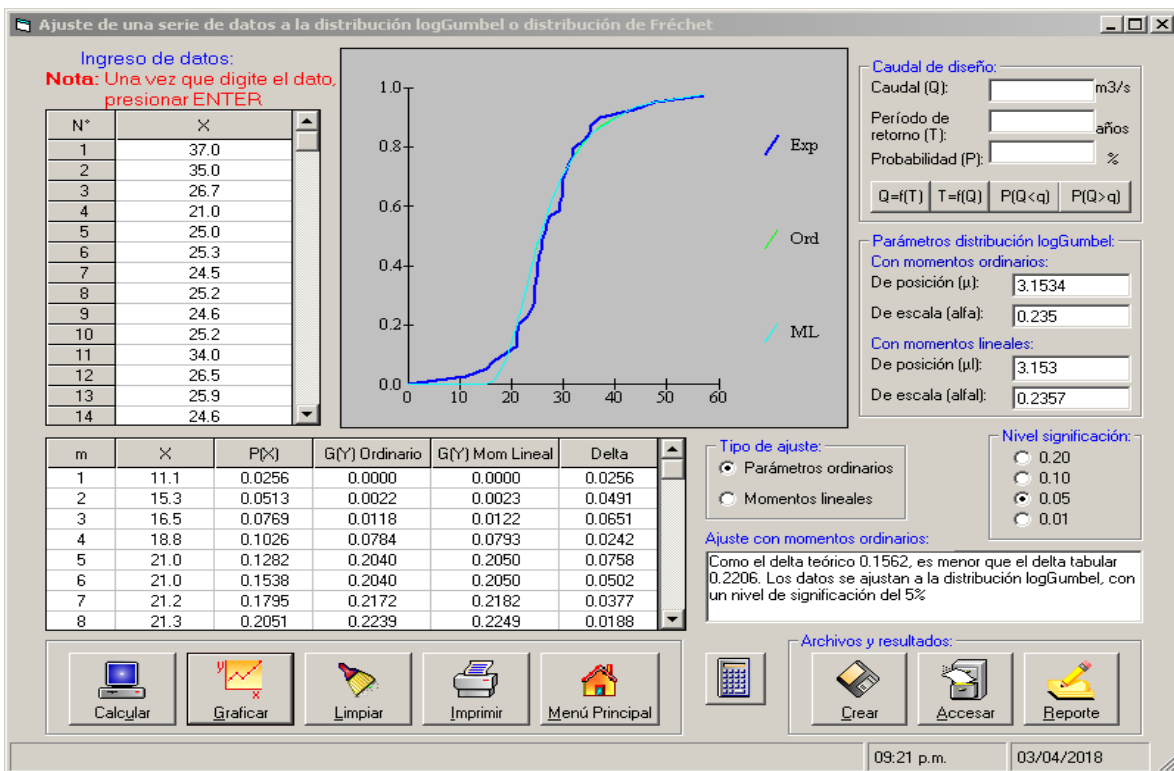


Figura A 24 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogGumbel en la estación Macusani

Precipitación máxima en la estación Antauta.

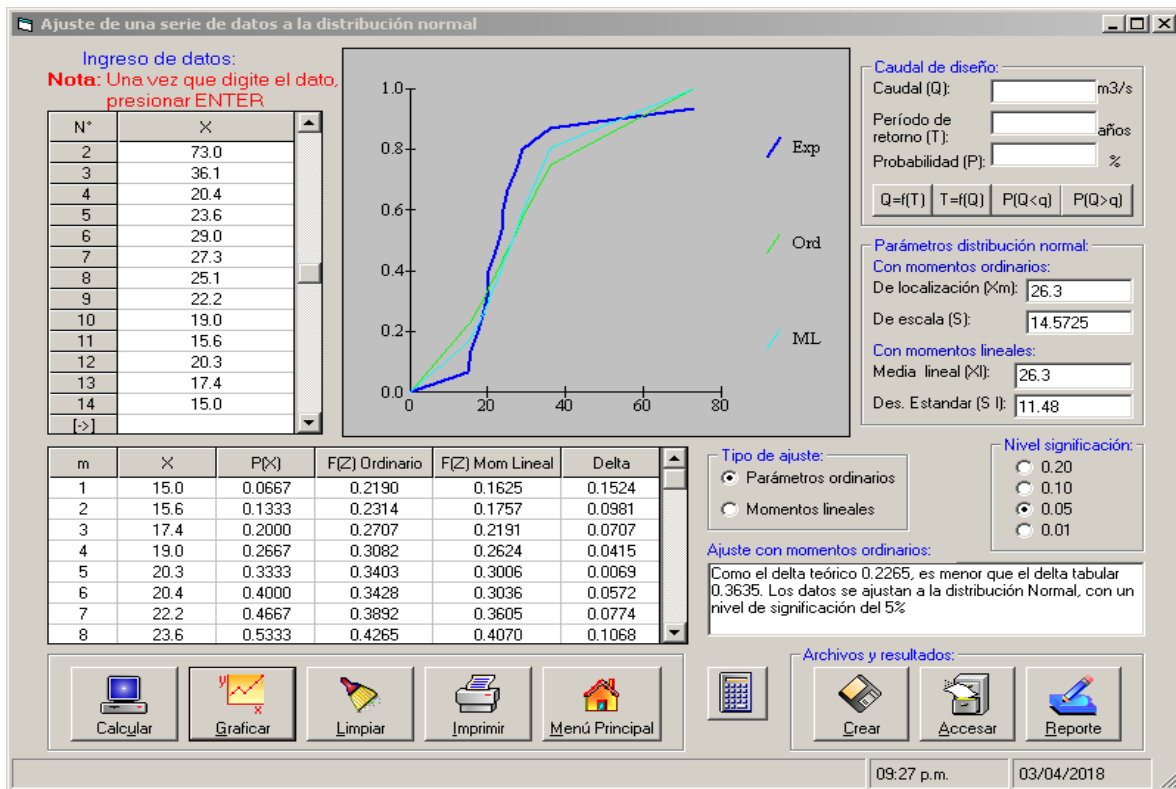


Figura A 25 Prueba de bondad de ajuste con distribución Normal en la estación Antauta

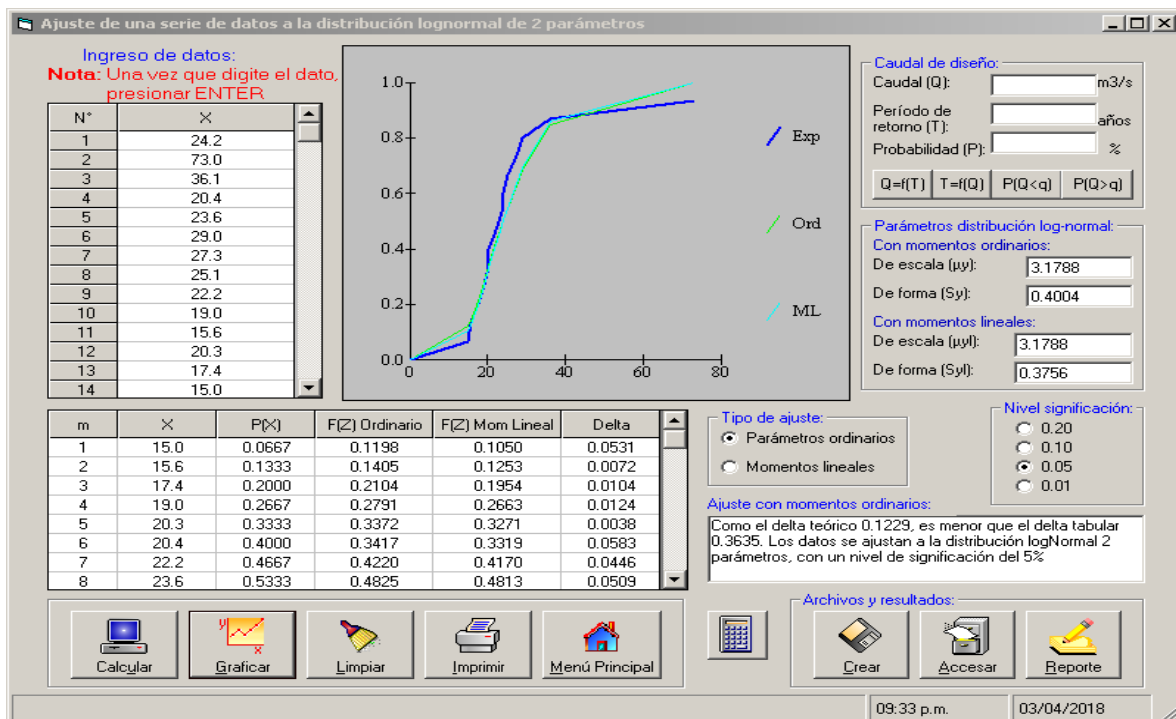


Figura A 26 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal de 2 parametros en la estación Antauta

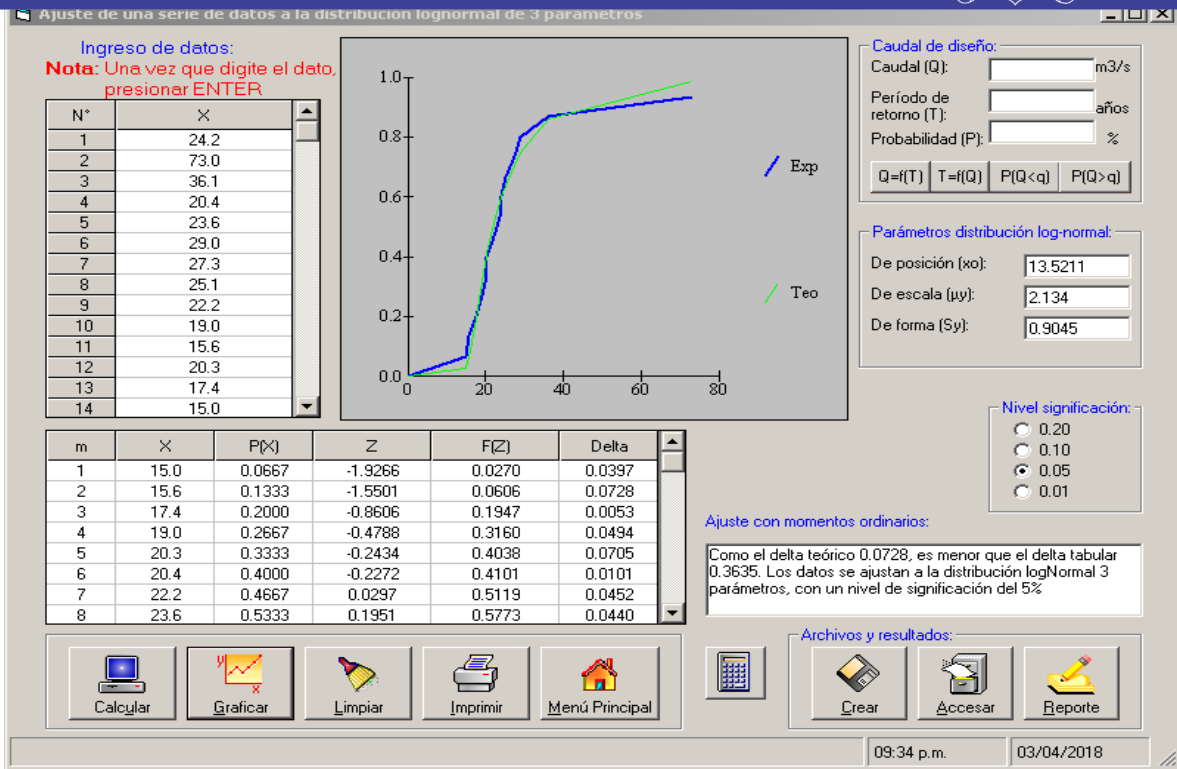


Figura A 27 Prueba de bondad de ajuste con distribución lognormal de 3 parametros en la estación Antauta

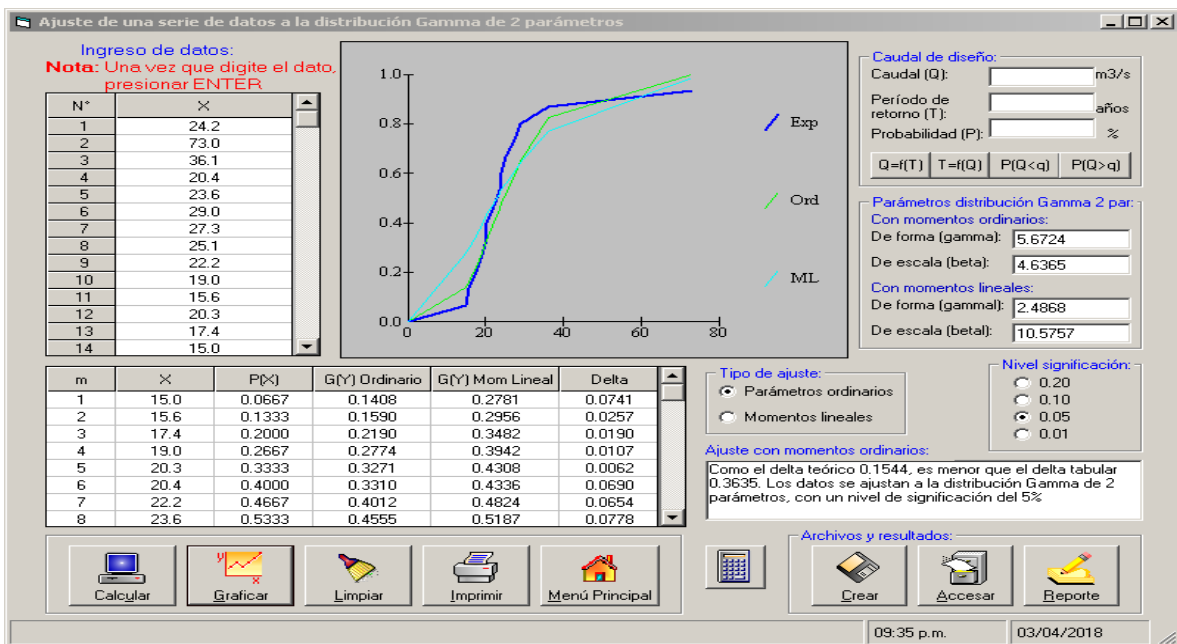


Figura A 28 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 2 parámetros en la estación Antauta

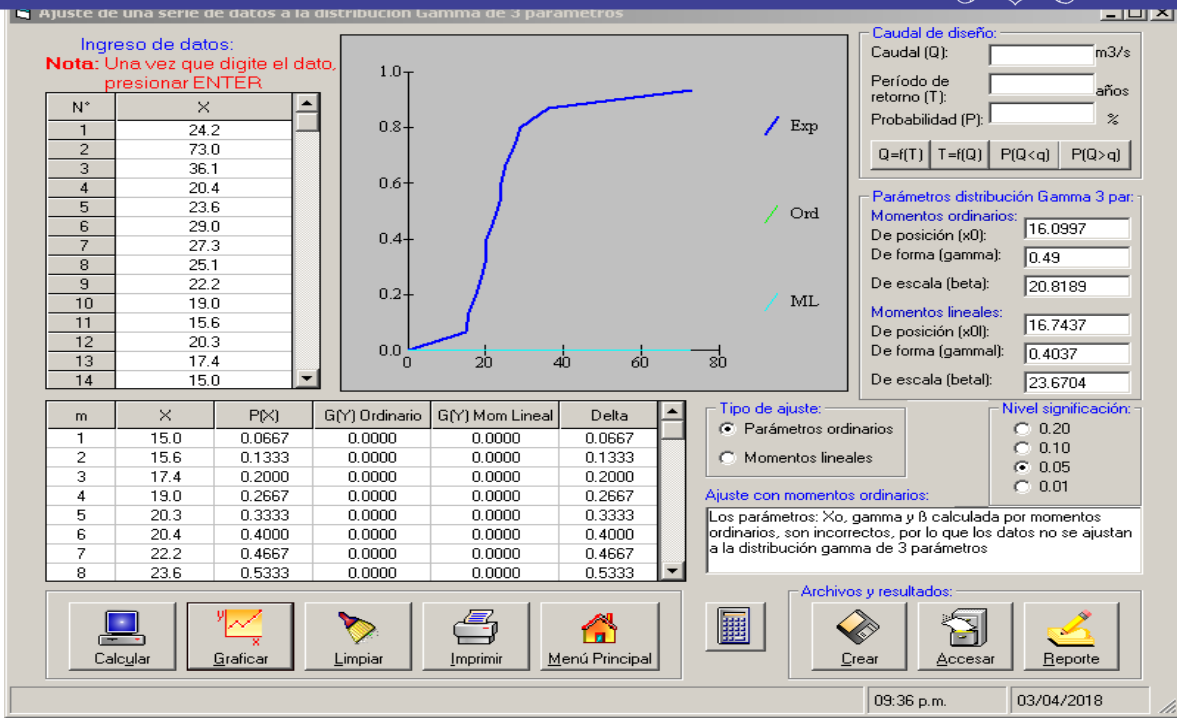


Figura A 29 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gamma de 3 parámetros en la estación Antauta

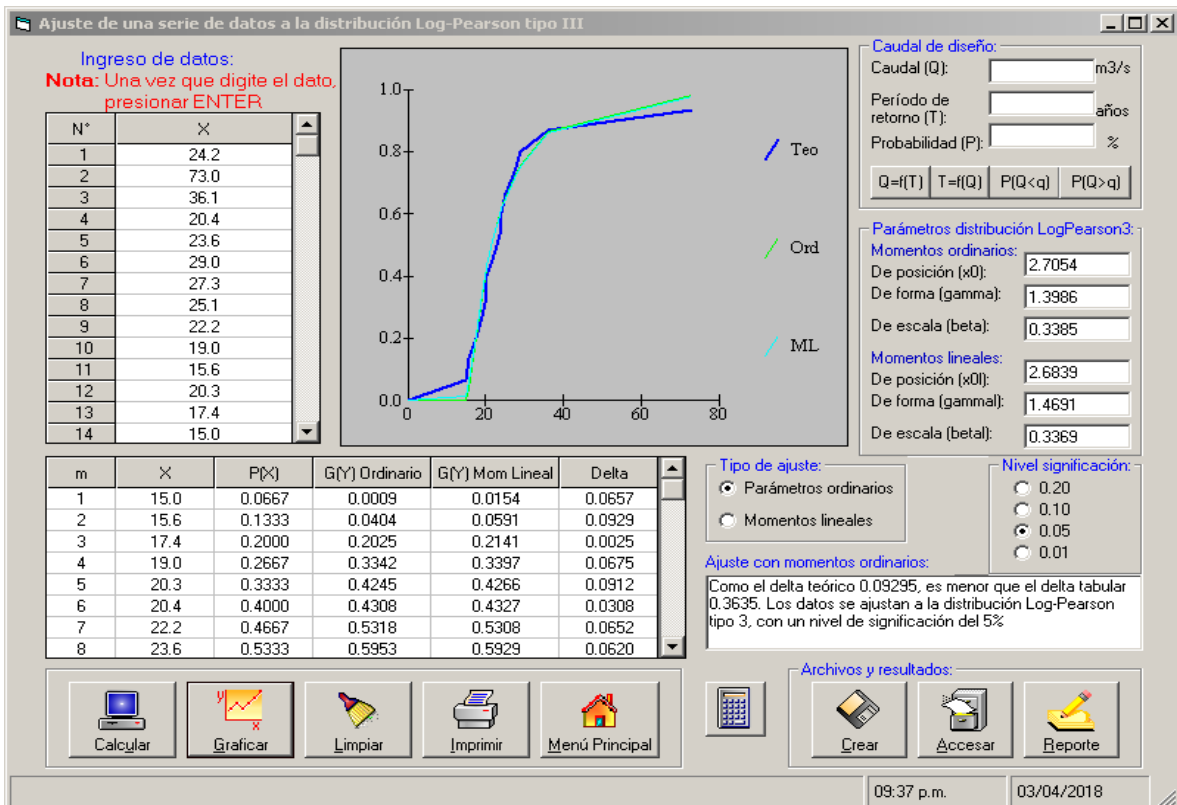


Figura A 30 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogPearson tipo III en la estación Antauta

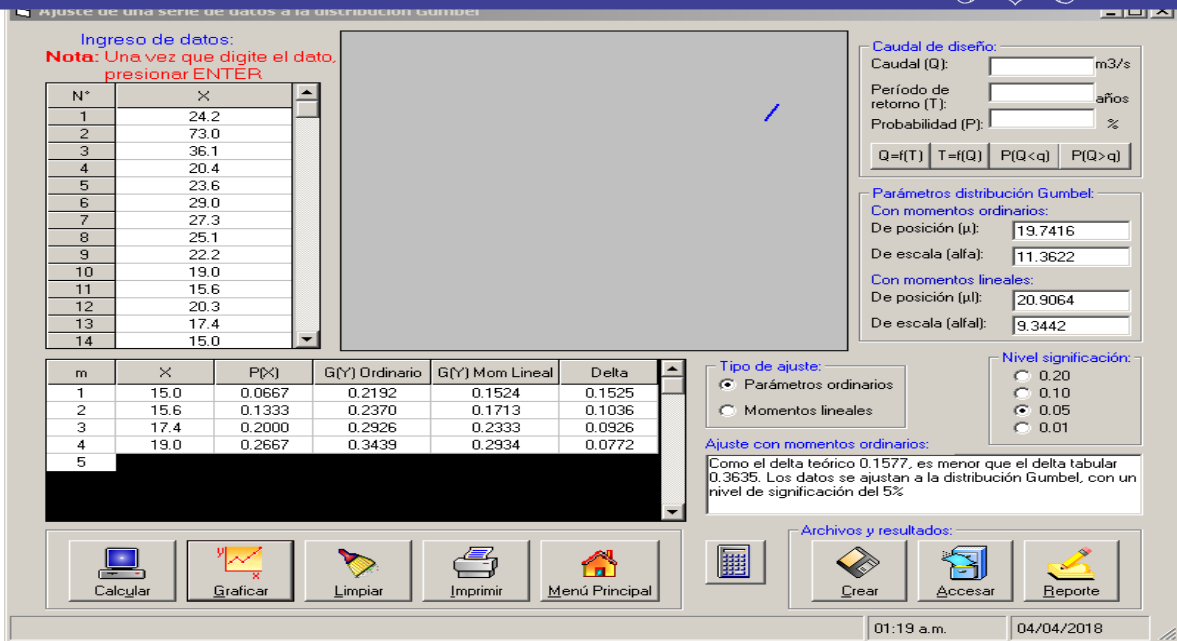


Figura A 31 Prueba de bondad de ajuste con distribución Gumbel en la estación Antauta

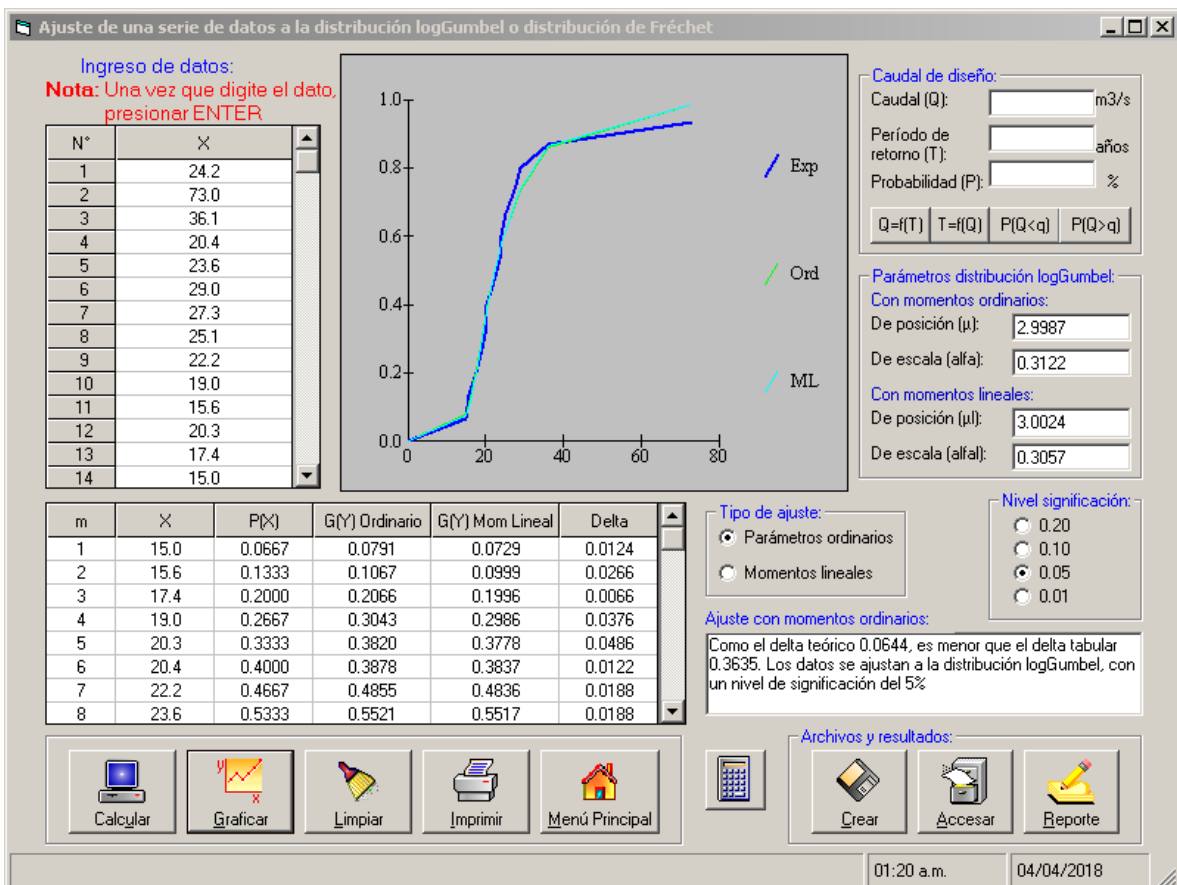


Figura A 32 Prueba de bondad de ajuste con distribución LogGumbel en la estación Antauta