

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA
AGRÍCOLA**



**“ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA
DE DRENAJE PLUVIAL URBANO, AFLUENTE
CHAQUIHUAYCCO, DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA,
AYACUCHO-2012”.**

**Tesis para optar el título profesional de:
INGENIERO AGRÍCOLA**

**Presentado por:
JONY VELARDE RONDINEL**

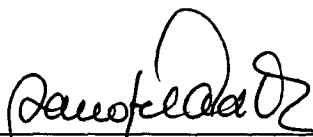
**AYACUCHO – PERÚ
2013**

“ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO, AFLUENTE CHAQUIHUAYCCO, DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA, AYACUCHO – 2012”

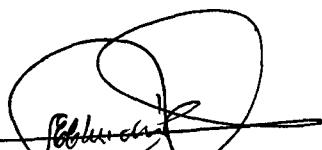
Recomendado : 14 de noviembre de 2013
Aprobado : 29 de noviembre de 2013



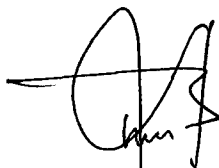
M.Sc. Ing. RUBÉN ALFREDO MENESES ROJAS
Presidente del Jurado



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



Ing. EFRAÍN CHUCHÓN PRADO
Miembro del Jurado



Ing. LEONIDAS ALEJANDRO ARIAS BALTAZAR
Miembro del Jurado



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

PRESENTACIÓN

Presento este trabajo como parte de los requisitos para optar el título académico de Ingeniero Agrícola de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Esta tesis contiene los resultados del estudio hidrológico y diseño de drenaje pluvial, para los sectores urbanos del afluente de Chaquihuaycco; en el distrito de San Juan Bautista, en la provincia de Huamanga.

JONY VELARDE RONDINEL

yojhony@hotmail.com

Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola

Facultad de Ciencias Agrarias

Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga

Ayacucho, Setiembre del 2013.

DEDICATORIA

Con una inmensa gratitud y
aprecio, para quienes me
forjaron y me encaminaron por
el sendero correcto de la vida.

A mis padres DIOGENES y
TERESA, a quienes les debo
todo.

A mis hermanos, y mis
familiares quienes me
apoyaron en todo momento
de mi vida.

A mis amigos y compañeros de
estudio de la Escuela de
Formación Profesional de
INGENIERÍA AGRÍCOLA.

AGRADECIMIENTO

Por haber hecho realidad un reto más de mi vida, expreso mis sinceros agradecimientos:

- A la segunda Universidad fundada en el Perú: UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA, por haberme cobijado en sus aulas.
- A la Facultad de Ciencias Agrarias y en especial a la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Agrícola, y a cada uno de los docentes, quienes me ilustraron sus conocimientos para formarme como un profesional optimista.
- A mi madre, Teresa Rondinel Carhuaz por su apoyo incondicional y perpetuo.

- A la Municipalidad distrital de San Juan Bautista– Oficina de Sub Gerencia de Obras y Área de catastro urbano, por brindarme la información y apoyo en cuanto a la investigación de campo.
- A mi asesor Ing. MSC Sandra Del Águila Ríos, por sus acertadas críticas y recomendaciones en la elaboración del presente trabajo.
- A mis compañeros(as) de estudios quienes con su voz de aliento, consejos, conceptos, y colaboración me apoyaron a concluir mi formación profesional.
- A todos los que de una u otra forma han aportado en mi formación como persona y como profesional.

A todos muchas gracias.

RESUMEN

El presente trabajo de Tesis comprende el estudio de los sectores urbanos afluentes a la quebrada Chaquihuaycco; dentro del distrito de San Juan Bautista, de la Provincia de Huamanga. Se realizó el estudio hidrológico y diseños hidráulicos para las obras de drenaje pluvial, que tiene como objetivo llegar al afluente principal que es la quebrada Chaquihuaycco y así evitar los problemas de inundación entre otros, que causan molestia a la población. El trabajo de investigación consiste en el cálculo de datos geomorfológicos, de cada sector urbano. El estudio hidrológico consistió en calcular las curvas I-D-F mediante dos métodos que son: FREDERICH BELL y IILA SENAMHI-UNI, la simulación hidrológica mediante el programa HEC-HMS. En los métodos utilizados se calculó los tiempos de concentración para los colectores en diseño. Se obtuvo los valores de intensidad para un tiempo de retorno de 10 años para cada sector. El resultado de los caudales máximos se calculó con el método racional, los colectores están diseñadas como canales subterráneos que colectaran agua, Se diseñó cajas de inspección, colectores, sumideros, y disipadores de energía.

INDICE

| | Pág. |
|---|------|
| Dedicatoria | i |
| Agradecimiento | ii |
| Resumen | iii |
| Indice | iv |
| | |
| I. INTRODUCCIÓN | |
| 1.1 Objetivos de la investigación | 2 |
| 1.1.1 Objetivos generales | 2 |
| 1.1.2 Objetivos específicos | 2 |
| 1.2 Justificación | 3 |
| | |
| II. MARCO TEORICO | |
| 2.1 Ciclo hidrológico | 4 |
| 2.1.1 Ciclo de agua de lluvia | 5 |
| 2.1.2 Cuenca hidrológica | 8 |
| 2.2 Parámetros geomorfológicas | 8 |
| 2.2.1 Delimitación de la cuenca | 9 |
| 2.2.2 Área total de la cuenca | 9 |
| 2.2.3 Perímetro de la cuenca | 9 |
| 2.2.4 Pendiente del cauce | 9 |
| 2.2.5 Pendiente uniforme | 10 |
| 2.2.6 Tiempo de concentración | 10 |
| 2.2.7 Red de drenaje | 11 |
| 2.3 Estudio hidrológico | 12 |
| 2.3.1 Precipitación | 12 |
| 2.3.2 Medición de precipitación | 12 |
| 2.3.3 Estudio de las tormentas | 13 |
| 2.3.3.1 Elementos fundamentales del análisis de tormenta | 13 |
| 2.3.4 Curva Intensidad-duración - frecuencia | 14 |
| 2.3.5 Métodos para el cálculo de Intensidad duración frecuencia | 15 |
| 2.3.5.1 Curvas intensidad duración frecuencia por el Método Frederich Bell | 15 |

| | | |
|-------------|--|----|
| 2.3.5.2 | Curvas intensidad duración frecuencia por el método ILLIA SENAMHI-UNI | 22 |
| 2.3.6 | Caudales máximos | 24 |
| 2.3.6.1 | Método racional | 24 |
| 2.3.7 | Escurrimiento | 25 |
| 2.3.8 | Red de drenaje | 25 |
| 2.3.9 | Método de bloque alterno | 26 |
| 2.3.10 | Cálculo de caudal máximo utilizando el programa HEC-HMS | 27 |
| 2.3.10.1 | Método para la simulación hidrológica | 29 |
| 2.4 | El sistema de alcantarillado pluvial | 32 |
| 2.4.1 | Diseño de colectores | 32 |
| 2.4.2 | Variables de hidráulica de interés | 34 |
| 2.4.3 | Cálculo de la velocidad | 35 |
| 2.4.4 | Cálculo de la energía | 36 |
| 2.4.5 | Clasificación de Flujo | 37 |
| 2.4.6 | Sumideros o rejillas de captación | 44 |
| 2.4.7 | Disposición Final | 50 |
| III. | MATERIALES Y METODOLOGIA | |
| 3.1 | Descripción de la zona del proyecto | 52 |
| 3.1.1 | Información básica | 52 |
| 3.1.1.1 | Ubicación política | 52 |
| 3.1.2 | Descripción del área de estudio | 57 |
| 3.1.3 | Población y muestras | 58 |
| 3.2 | Materiales | 61 |
| 3.2.1 | Materiales de escritorio | 61 |
| 3.2.2 | Equipos de herramientas | 62 |
| 3.3 | Metodología | 62 |
| 3.3.1 | Evaluación y diagnóstico de zonas | 62 |
| 3.3.2 | Estudio geomorfológico de los sectores urbanos | 63 |
| 3.3.2.1 | Delimitación de los sectores urbanos | 64 |
| 3.3.2.2 | Cálculo de los parámetros geomorfológicos | 64 |
| 2.3.2.3 | Tiempo de concentración | 64 |
| 3.3.3 | Estudio hidrológico | 65 |
| 3.3.3.1 | Elección de la estación meteorologica | 65 |
| 3.3.3.2 | Análisis de la precipitación máxima en 24 Horas | 65 |
| 3.3.3.3 | Curvas intensidad duración frecuencia por el método Frederich Bell | 67 |

| | | |
|---------|--|----|
| 3.3.3.4 | Curvas intensidad duración frecuencia por el método IILA SENAMHI-UNI | 68 |
| 3.3.3.5 | Cálculo de Intensidad | 69 |
| 3.3.3.6 | Cálculo de coeficiente de escorrentía | 69 |
| 3.3.3.7 | Cálculo de caudal máximo o caudal de diseño | 69 |
| 3.3.4 | Simulación y cálculo de caudal máximo de diseño con el programa HEC-HMS | 70 |
| 3.3.5 | Diseño hidráulico | 71 |
| 3.3.5.1 | Diseño de colectores | 72 |
| 3.3.5.2 | Diseño de sumideros o rejillas de captación | 75 |
| 3.3.5.3 | Diseño de dissipador de energía | 77 |

IV. RESULTADOS

| | | |
|---------|--|-----|
| 4.1 | Resultado del estudio geomorfológico de los sectores urbanas | 79 |
| 4.2. | Estudio Hidrológico | 82 |
| 4.2.1 | Análisis de la precipitación máxima en 24 horas | 82 |
| 4.2.2 | Análisis estadístico mediante distribuciones con el programa Hydroesta | 84 |
| 4.2.2.1 | Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel | 84 |
| 4.2.2.2 | Ajuste de una serie de datos a la distribución Log- Pearson tipo III | 86 |
| 4.2.2.3 | Ajuste de una serie de datos a la distribución log Gumbel o distribución de Fréchet | 88 |
| 4.2.3 | Calculo de Intensidad-duración-frecuencia (I-D-F) | 90 |
| 4.2.3.1 | Curvas intensidad-duración-frecuencia por el método Frederich Bell | 90 |
| 4.2.3.2 | Cálculo de curvas intensidad-duración-frecuencia por el método IILA SENAMHI-UNI | 97 |
| 4.2.4 | Cálculo de tiempos de concentración | 104 |
| 4.2.5 | Cálculo de Intensidades | 106 |
| 4.2.6 | Resultado de cálculo de coeficiente "C" de escorrentía | 107 |
| 4.2.7 | Cálculo de caudal máximo | 109 |
| 4.2.8 | Simulación hidrológica y cálculo de caudal máximo de diseño con el programa HEC-HMS | 110 |
| 4.2.8.1 | Modelo de la cuenca | 110 |
| 4.2.8.2 | Transformación de lluvia en escorrentía | 113 |
| 4.2.8.3 | Modelos meteorológico | 116 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 4.2.8.4 | Resultado de los cálculos de caudal de diseño mediante el programa HEC HMS | 120 |
| 4.2.8.5 | Resultado de hidrogramas de caudal de salida en cada sector | 121 |
| 4.2.8.6 | Comparación de resultado de caudal máximo de diseño | 128 |
| 4.3 | Diseño hidráulicos | 129 |
| 4.3.1 | Diseño de colectores y sumidero | 129 |
| 4.3.2 | Diseño de disipadores de energía o zonas de desfogue | 144 |

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

| | | |
|-----|-----------------|-----|
| 5.1 | Conclusiones | 146 |
| 5.2 | Recomendaciones | 148 |

VI. BIBLIOGRAFIA

| | | |
|-----|------------------------|-----|
| 6.1 | Revisión bibliográfica | 149 |
|-----|------------------------|-----|

VII. ANEXOS

ANEXO 01: Panel Fotográfico

ANEXO 02: Tablas y cuadros

ANEXO 03: Cálculo de caudal máximo de avenida de la cuenca de Chaquihuaycco

ANEXO 04: Planos

INDICE DE CUADROS

| | pág. | |
|--------------|---|-----|
| Cuadro N° 01 | Numero de curva según tipo de superficie | 32 |
| Cuadro N° 02 | Datos de registro de precipitación Max en 24 horas | 66 |
| Cuadro N° 03 | Resultado de Datos Geomorfológicos en los sectores en estudio. | 81 |
| Cuadro N° 04 | Registro de datos de precipitación máxima en horas (mm). | 83 |
| Cuadro N° 05 | Resultado de prueba de Smirnov-Kolmogorov con los datos PP max de 24 horas (mm). mediante hoja de cálculo | 91 |
| Cuadro N° 06 | Cálculo De Tiempo De Retorno en 10 Años. | 93 |
| Cuadro N° 07 | Resultado Intensidades máximas para diferentes periodos de retorno método Frederich bell. | 95 |
| Cuadro N° 08 | Cálculo de intensidades máximas para diferentes periodos de retorno. | 99 |
| Cuadro N° 09 | Determinación de los parametros Talbot | 100 |
| Cuadro N° 10 | Resumen de las ecuaciones mediante la fórmula Talbot Para los diferentes periodos de retorno | 101 |
| Cuadro N° 11 | Resultado de Intensidades máximas ajustadas método Metodo IILA SENAMHI. | 102 |
| Cuadro N° 12 | Resultado de los tiempos de concentración en cada sector de interés. | 105 |
| Cuadro N° 13 | Resultado de los cálculos de Intensidad máximas para un tiempo de retorno de 10 años según el diseño. | 106 |
| Cuadro N° 14 | Coeficiente de escorrentía "C" para cada sector. | 107 |
| Cuadro N° 15 | Resultado de los cálculos de caudal máximo método FREDERICH BELL para diseño de drenaje pluvial. | 109 |
| Cuadro N° 16 | Resultado de los cálculos de caudal máximo método IILIA SENAMI para diseño de drenaje pluvial. | 110 |
| Cuadro N° 17 | Sectores calculados en km ² para cada sector. | 111 |
| Cuadro N° 18 | Cálculo de los resultados de Tlag para cada sector urbano en estudio. | 113 |
| Cuadro N° 19 | Resultado de los cálculos de CN para cada sector. | 115 |
| Cuadro N° 20 | Resultado de intensidades máximas método Frederich Bell Cálculo de Hietogramas. | 117 |
| Cuadro N° 21 | Resultado de valores de Hietograma de diseño mediante | |

| | | |
|--------------|---|-----|
| | el método de bloque alterno. | 118 |
| Cuadro N° 22 | Resultado de caudal obtenido por HEC-HMS. | 120 |
| Cuadro N° 23 | Comparación de resultados de caudal máximo mediante los métodos calculados. | 129 |
| Cuadro N° 24 | Resultado del Promedio de caudal máximo para cada Para cada sector por los metodos realizados | 130 |
| Cuadro N° 25 | Resultado de diseño de las dimensiones (H X B) para cada colectores y numero de buzones o cajas de inspección | 133 |
| Cuadro N° 26 | Resultado de diseño de las dimensiones de rejillas de captación o sumideros. | 143 |

INDICE DE FIGURAS

| | | pág. |
|--------------|--|------|
| Figura N° 01 | Ciclo del agua | 5 |
| Figura N° 02 | Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno natural | 6 |
| Figura N° 03 | Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno rural | 7 |
| Figura N° 04 | Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno urbano | 8 |
| Figura N° 05 | Diseño red de colectores | 33 |
| Figura N° 06 | Interpretación de la energía especifica continuidad | 37 |
| Figura N° 07 | Figura del flujo uniforme | 39 |
| Figura N° 08 | Figura del flujo variado | 39 |
| Figura N° 09 | Figura del flujo no permanente uniforme | 41 |
| Figura N° 10 | Figura del flujo variado permanente | 42 |
| Figura N° 11 | Figura del flujo variado no permanente | 42 |
| Figura N° 12 | Figura del flujo espacialmente variado | 43 |
| Figura N° 13 | Tipos De sumidero | 47 |
| Figura N° 14 | Flujo decreciente sobre rejillas de fondo | 48 |
| Figura N° 15 | Ubicación y límites del distrito de San Juan Bautista. | 54 |
| Figura N° 16 | Demarcación de la quebrada Chaquihuaycco | 57 |
| Figura N° 17 | Descripción del colector a través de flujos de agua pluvial En las calles urbanas | 73 |
| Figura N° 18 | Delimitación de los sectores en estudio | 80 |
| Figura N° 19 | Cálculo gráfico y estadístico con el programa Hidroestas método distribución Gumbel. | 85 |
| Figura N° 20 | Cálculo gráfico y estadístico con el programa Hidroestas método log Pearson tipo III. | 87 |
| Figura N° 21 | Cálculo gráfico y estadístico con el programa Hidroestas método Log Gumbel III. | 89 |
| Figura N° 22 | Modelamiento de los sectores urbanos mediante el Programa HEC –HMS. | 112 |
| Figura N° 23 | Detalles de una disipadora de energía | 145 |

INDICE DE GRÁFICOS

| | pág. |
|---------------|---|
| Gráfico N° 01 | Solución grafica de ecuaciones de escorrentía SCS. 30 |
| Gráfico N° 02 | Curva intensidad- frecuencia- duración por el método Frederich Bell. 96 |
| Gráfico N° 03 | Curva de Intensidad-Frecuencia-Duración método IILA SENAMHI. 103 |
| Gráfico N° 04 | Hietograma de diseños obtenidos por el método de bloque alterno. 119 |
| Gráfico N° 05 | Hidrograma de caudal de salida sector 1. 121 |
| Gráfico N° 06 | Hidrograma de caudal de salida sector 2. 121 |
| Gráfico N° 07 | Hidrograma de caudal de salida sector 3. 122 |
| Gráfico N° 08 | Hidrograma de caudal de salida sector 4. 122 |
| Gráfico N° 09 | Hidrograma de caudal de salida sector 5. 123 |
| Gráfico N° 10 | Hidrograma de caudal de salida sector 6. 123 |
| Gráfico N° 11 | Hidrograma de caudal de salida sector 7. 124 |
| Gráfico N° 12 | Hidrograma de caudal de salida sector 8. 124 |
| Gráfico N° 13 | Hidrograma de caudal de salida sector 9. 125 |
| Gráfico N° 14 | Hidrograma de caudal de salida sector 10. 125 |
| Gráfico N° 15 | Hidrograma de caudal de salida sector 11. 126 |
| Gráfico N° 16 | Hidrograma de caudal de salida sector 12. 126 |
| Gráfico N° 17 | Hidrograma de caudal de salida sector 13. 127 |
| Gráfico N° 18 | Hidrograma de caudal de salida sector 14. 127 |
| Gráfico N° 19 | Hidrograma de caudal de salida sector 15. 128 |
| Gráfico N° 20 | Esquema del diseño de colectores para los sectores urbanos en estudio. 145 |

INDICE DE FOTOGRAFIAS

| | | pág. |
|------------------|---|------|
| Fotografía N° 01 | Características de las calles principales en el distrito de San Juan Bautista | 59 |
| Fotografía N° 02 | Inundación de las calles principales por falta de un adecuado sistema de drenaje pluvial. | 60 |
| Fotografía N° 03 | Arrastre de basura y desechos a la quebrada Chaquihuaycco | 61 |
| Fotografía N° 04 | Inundación de las aguas pluviales que escurren por las calles causando molestias a la población | 62 |
| Fotografía N° 05 | Descripción de sectores con fuertes pendientes | 63 |
| Fotografía N° 06 | Medición de las dimensiones de las calles principales | 72 |

I. INTRODUCCIÓN

La presente tesis titulada: **“ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO, AFLUENTE CHAQUIHUAYCCO, DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA, AYACUCHO-2012”**, Se realizó con fines de conocimiento hidrológico e hidráulico. La intervención del ciclo hidrológico mediante las precipitaciones en los sectores urbanos en estudio, del Distrito de San Juan Bautista; así como el estudio y diseño de las estructuras hidráulicos. Los problemas que se manifiesta en el distrito de San Juan Bautista y sobre todo en el entorno del afluente de la Quebrada Chaquihuaycco se debe actualmente por la expansión urbana produciendo alteraciones en el medio ambiente, modificando así cauces naturales, permeabilidad del suelo; y vegetación. Estos factores disminuyen las pérdidas de infiltración, transporte y retención de las aguas provenientes de los eventos de lluvia, creando así mayor volumen de escurrimiento superficial.

El presente proyecto de tesis busca conocer y solucionar los problemas de drenaje pluvial de los sectores que tienen como afluente principal la quebrada Chaquihuaycco. Realizando el análisis de la lluvia que es de vital importancia para el diseño de los sistemas de drenaje pluvial. Por tal motivo, el trabajo tiene

como objetivo, evaluar y obtener las relaciones de precipitación; escorrentía, coeficiente de escorrentía, tiempo de concentración, simulación con mediante el programa HEC – HMS, diseño hidráulico de las estructuras Hidráulicas; y formular propuestas de drenaje pluvial urbano.

1.1 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1.1 OBJETIVOS GENERALES

El objetivo general es:

- El objetivo general es realizar el estudio hidrológico de los sectores urbanos afluentes a la quebrada Chaquihuaycco, Para el diseño del sistema de drenaje pluvial del distrito de San Juan Bautista.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

Los objetivos específicos:

- Obtener las intensidades para diferentes tiempos de concentración.
- Obtener los gráficos de las curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia (I-D-F).
- Obtener caudales máximos o caudales de diseño en los puntos de mayor concentración de aguas pluviales, como pueden ser las calles o jirones.
- Proponer el diseño hidráulico, para la evacuación de las aguas provenientes de las lluvias hacia las zonas de desfogue para el afluente principal Chaquihuaycco.

1.2 JUSTIFICACIÓN

El proyecto de tesis busca contribuir en el desarrollo de la población dentro de del distrito de San Juan Bautista; Para evitar molestias, desastres naturales y otros acontecimientos que perjudican la vida cotidiana de las personas. Se buscara los criterios de diseño adecuados a las necesidades y exigencias actuales, recomendando soluciones integrales que aprovechen las opciones tecnológicas existentes de menor costo y generen proyectos exitosos, sostenibles en el ámbito local. Para esto será necesario realizar los estudios hidrológicos para la obtención de las relaciones precipitación-escorrentía (coeficiente de escorrentía, tiempo de concentración, pérdidas por infiltración, etc.) es decir el caudal máximo para el diseño de alcantarillado pluvial o drenaje pluvial.

II. MARCO TEORICO

2.1 CICLO HIDROLOGICO

Se denomina ciclo hidrológico el conjunto de cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado (sólido, líquido y gaseoso) como en su forma (agua superficial, agua subterránea, etc.). **CHEREQUE 1993, Ref. [3], [Capítulo I, Pg. 1]**



Figura N° 01: Ciclo del Agua.

2.1.1 CICLO DEL AGUA DE LLUVIA

Según el manual de (SUDS) 2009, Ref. [10], [Capítulo I, Pg. 1], Si se contempla el ciclo natural del agua se ve que es un proceso sencillo y que está perfectamente optimizado en las zonas templadas del planeta. Parte del agua de precipitación es interceptada por la vegetación antes de que toque el suelo, el resto, satisface al terreno antes de producir escorrentía superficial y subsuperficial. Esta escorrentía tiene un tiempo de concentración que depende de la topografía y el tipo de superficie de la cuenca. Más tarde, el agua se concentra en ríos, lagos y humedales o se infiltra alimentando acuíferos naturales.

Se estima como media que en una zona natural, sin urbanizar, el porcentaje de agua que se gestiona de forma natural sin producir escorrentía, la cual se vierte a los cauces naturales, es de un 95% (Figura N° 02).

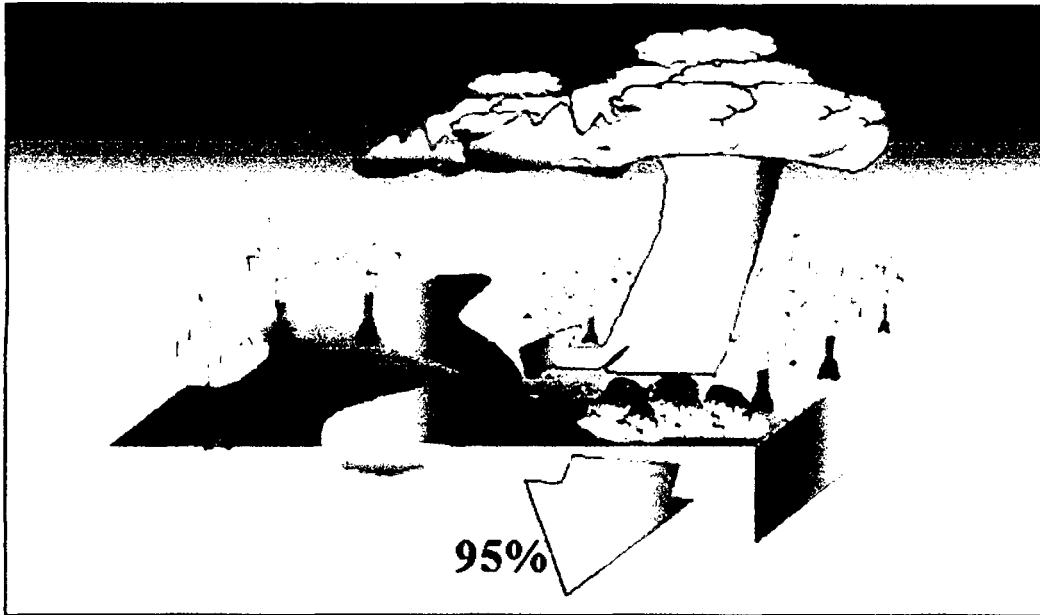


Figura N° 02: Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno natural.

En el caso de una zona urbanizada de baja densidad, como pueden ser entornos rurales y zonas residenciales fuera de los núcleos de las ciudades, el valor de infiltración decrece hasta un 30%, con lo que se genera una escorrentía del 70% (Figura N° 03).

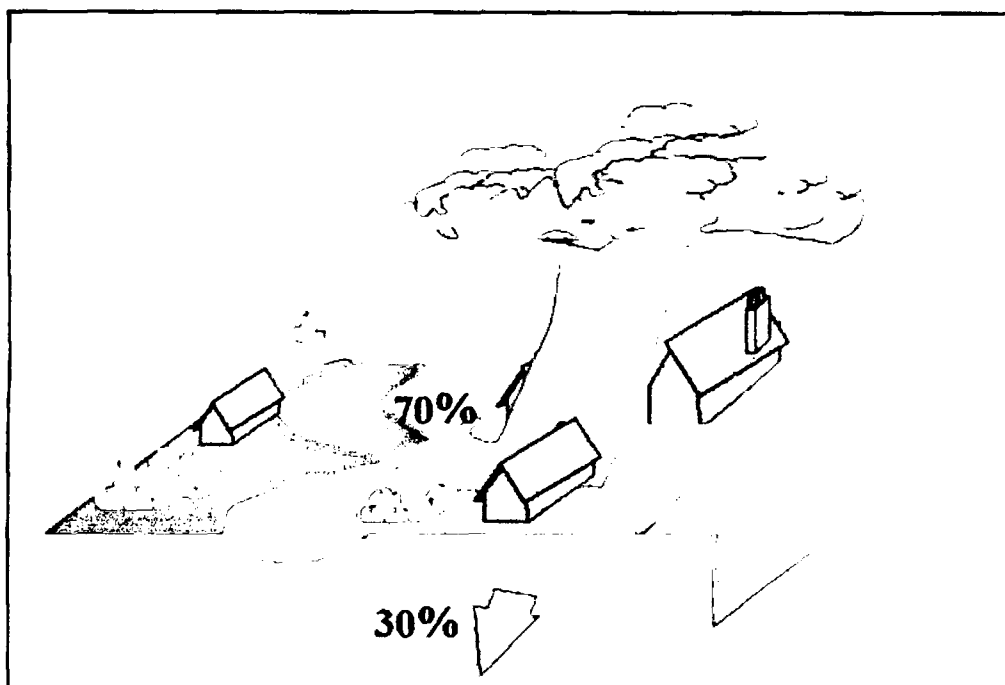


Figura N° 03: Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno rural.

Por último, en el caso de una zona urbana de alta densidad, como pueden ser las ciudades de una cierta envergadura, prácticamente el valor de infiltración es despreciable y se genera un 95% de escorrentía superficial que es necesario drenar y gestionar para poder obtener unas condiciones óptimas de habitabilidad (Figura N° 04).

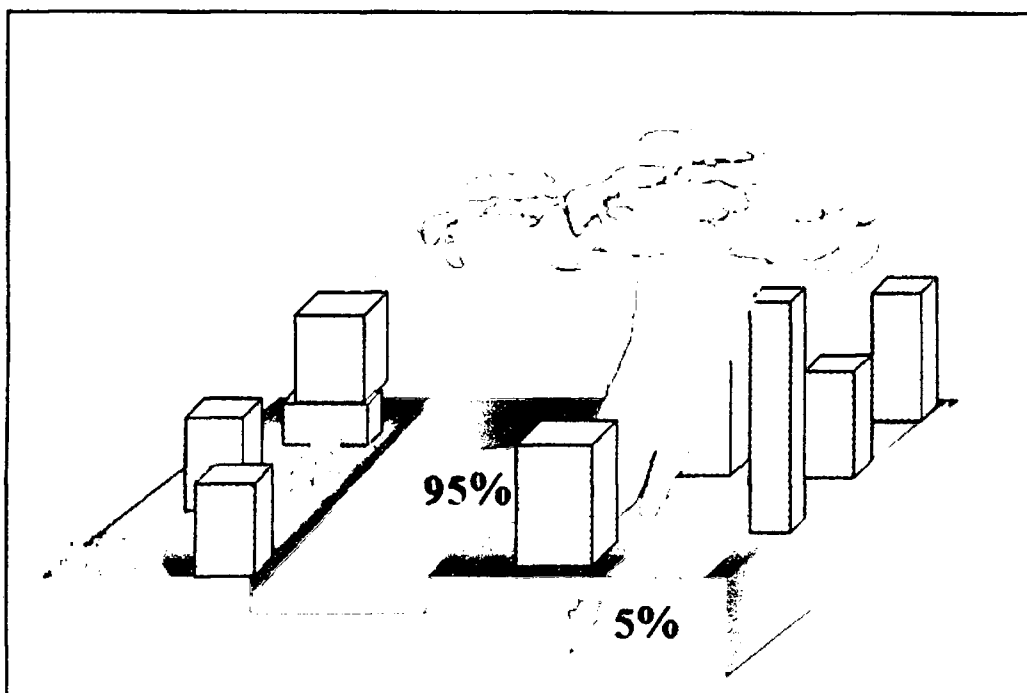


Figura N° 04: Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno urbano.

Debido a la creciente urbanización producida en nuestros entornos, es cada día más necesaria una adecuada gestión de esas ingentes cantidades de escorrentía superficial que se generan en nuestras ciudades.

2.1.2 CUENCA HIDROLÓGICA

La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido (VILLÓN 2002), Ref. [12], [Capítulo II, Pg. 21].

2.2 PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

En la literatura revisada según (VILLÓN 2002), Ref. [12], [Capítulo II, Pg. 21], para el estudio de la cuenca define los parámetros geomorfológicos.

2.2.1 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA

La delimitación de la cuenca y el cálculo de las áreas de la cuenca se harán de acuerdo a los La división de las sub-unidades geográficas de la cuenca se ha utilizado el método tradicional del “divortium acuarium”, o las divisorias de aguas es decir obedeciendo únicamente a demarcaciones naturales. Se identificaron y delinearon las divisorias de aguas a partir de la visualización de las curvas de nivel y la red hidrográfica disponible es decir a los colectores principales.

2.2.2 AREA TOTAL DE LA CUENCA

Se considera a las áreas cuyas precipitaciones son evacuadas por un sistema común de cauces de agua estando comprendido desde el punto donde se inicia esta evacuación hasta la desembocadura u otro punto de interés. De esta manera las divisorias separan a las diferentes subcuencas junto con sus afluentes principales que son los colectores principales que se dirigirán al afluente o corriente principal que es la quebrada Chaquihuaycco.

2.2.3 PERIMETRO DE LA CUENCA

El *perímetro* de la cuenca se define como la longitud del contorno del área de las Subcuencas.

2.2.4 PENDIENTE DEL CAUCE

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

En general, la pendiente de un tramo de un cauce de un río, se puede considerar como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel de los extremos del tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo. Existen varios métodos para obtener la pendiente de un cauce, entre los que se pueden mencionar.

2.2.5 PENDIENTE UNIFORME

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

$$S = \frac{\text{Cota mayor} - \text{Cota menor}}{\text{Long. Cauce}} \quad \text{Ec. (2.1.1)}$$

Dónde:

S=pendiente del cauce

Cota mayor= altitud mayor (m)

Cota menor= altitud menor (m)

Long. Cauce= longitud total del cauce principal de la cuenca (m)

2.2.6 TIEMPO DE CONCENTRACION (T_c):

El tiempo que tarda una partícula de agua caída en el punto de la cuenca más alejado del desagüe en llegar a éste (punto de estudio) fue calculada mediante el método de Kirpich y método California Culvert.

Según, **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES 2009, Ref. [8], [Capítulo II, Pg. 131]**, dice en ningún caso el tiempo de concentración debe ser

inferior a 10 minutos en la ruta del sistema de drenaje del flujo. hasta un sistema de ingreso hasta el punto de sistemas de ductos y/o canalizados.

A. METODO DE KIRPICH: PARA CUENCAS URBANAS

$$T_C = 0.06626 \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0.385} \quad \text{Ec. (2.1.2)}$$

Dónde:

L = Longitud del cauce principal (Km):

S = Pendiente del cauce principal

Tc = Tiempo de concentración según Kirpich

B. METODO CALIFORNIA CULVERT

$$T_C = \left(\frac{0.870L^3}{H} \right)^{0.385} \quad \text{Ec. (2.1.3)}$$

Dónde:

L = Longitud del cauce principal (Km):

H = Diferencia De Altura

Tc = Tiempo de concentración para microcuencas

2.2.7 RED DE DRENAJE

La red de drenaje de una cuenca, se refiere a las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. Es otras características importantes en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante, es decir, la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe. la forma de drenaje,

proporciona también indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca. Las características de una red de drenaje, pueden describirse principalmente de acuerdo con:

- El orden de las corrientes
- Longitud de los tributarios
- Densidad de corrientes
- Densidad de drenaje

2.3 ESTUDIO HIDROLOGICO

2.3.1 PRECIPITACIÓN

Es la principal fuente de humedad constituida por la evaporación desde la superficie de los océanos. Sin embargo, la cercanía a los océanos no con lleva a una precipitación proporcional, como lo demuestran muchas islas desérticas. Son los factores que modifican el clima de un lugar (altitud, continentalidad, corrientes marinas, vientos dominantes) y las barreras orográficas, las que determinan la humedad atmosférica sobre una región. Se define como precipitación a toda forma de humedad que originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre (lluvias, granizo, garuas y nevadas).

(CHEREQUE 1993), Ref. [3], [Capítulo II, Pg. 15].

2.3.2 MEDICIÓN DE PRECIPITACIÓN

La precipitación se mide en unidades de lámina (mm), fundamentalmente a través de los instrumentos denominados pluviómetros y pluviógrafos. Los pluviómetros es un recipiente colector de lluvia que almacena el agua en un deposito interno, captada a través de una boca horizontal con un área se 200

cm² o 400 cm² estandarizada por la organización meteorológica Mundial (OMM).

Los Pluviografos, registran en forma continua la ocurrencia de las lluvias, permitiendo conocer la intensidad de la precipitación, parámetro muy importante para el diseño de obras hidráulicas. **CHEREQUE (1993), Ref. [3], [Capítulo II, Pg. 17].**

2.3.3 ESTUDIO DE LAS TORMENTAS

Se entiende a un conjunto de lluvias que obedecen a una perturbación meteorológica. Definido para utilizar en los cálculos o estudios de un sistema de obras A través de este se calculan utilizando procedimientos de lluvia escurrentía y tránsito de caudales. **VENTE CHOW (2001). Ref. [11], [Capítulo 14, Pg. 455].**

2.3.3.1 ELEMENTOS FUNDAMENTALES DEL ANALISIS DE TORMENTA

Según la revisión literaria (**VILLÓN 2001**), Ref. [12], [Capítulo III, Pg. 87]. Sobre el análisis de tormenta se consideran.

a) La intensidad.- es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta, es la intensidad máxima que se haya presentado, ella es la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo.

b) La duración.- Corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta. Aquí conviene definir el período de duración, que es un determinado período de tiempo, tomado en minutos u horas, dentro del total que dura la tormenta. Tiene mucha importancia en la determinación de las intensidades máximas.

c) La frecuencia.- Es el número de veces que se repite una tormenta, de características de intensidad y duración definidas en un período de tiempo más o menos largo, tomado generalmente en años.

d) Periodo de retorno.- Intervalo de tiempo promedio, dentro del cual un evento de magnitud x , puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Representa el inverso de la frecuencia, es decir:

$$T = \frac{1}{f} \quad \text{Ec. (2.1.4)}$$

Así se puede decir por ejemplo, que para la localidad de Cartago, se presentará una tormenta de intensidad máxima igual a 60 mm/hr, para una duración de 30 min, y un período de retorno de 10 años.

2.3.4 CURVA INTENSIDAD- DURACION-FRECUENCIA

Según, HUACCAYCACHACC (2004). Ref. [6], [Capítulo 4, Pg. 16]. Dice:

TEMEZ (1978), Dice que las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F), son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferentes duración, y correspondiente todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno.

BENITEZ (2002), Las curvas I-D-F son la representación gráfica de la relación existente entre la intensidad, la duración y la frecuencia o periodo de retorno de la precipitación.

MINTEGUI (1990), Se denomina curvas Intensidad-Duración-frecuencia (I-D-F) a aquellas que representan duraciones en abscisas y alturas de precipitación en

las ordenadas, en la cual, cada curva representada corresponde a una frecuencia (o periodo de retorno), de tal forma que las gráficas de las curvas I-D-F representan la intensidad media en intervalo de diferente duración correspondiendo todos los puntos de una misma curva, aun idéntico periodo de retorno.

2.3.5 METODOS PARA EL CÁLCULO DE INTENSIDAD DURACIÓN FRECUENCIA

2.3.5.1 CURVAS INTENSIDAD DURACIÓN FRECUENCIA POR EL METODO FREDERICH BELL

CHEREQUE (1993), Ref. [3], [Capítulo 10, Pg. 182]. Dice que en vista de que los registros pluviográficos son escasos, en muchas estaciones pluviograficas, a llevado estas situación a muchos investigadores a buscar procedimientos que permitan superar tal eficiencia, aprovechando al máximo la información realmente existente.

La expresión matemática propuesta por Frederich Bell es la siguiente:

$$P_t^T = (0.21LnT + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10} \quad \text{Ec. (2.1.5)}$$

Dónde:

P_t^T = Precipitación máxima en minutos con un periodo de retorno (mm).

t = duración en minutos.

T= Periodo de retorno en años

P_{60}^{10} = Precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 10 años y duración de 60 Minutos.

Utilizando la fórmula de intensidad (I):

$$I = \frac{P_t^T}{t} \quad \text{Ec. (2.1.6)}$$

Reemplazando la expresión de Frederick Bell (P_t^T) y dividimos el tiempo entre 60 para obtener la intensidad de mm/hora.

$$I = \left((0.21 \ln T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10} \right) / \left(\frac{t}{60} \right) \quad \text{Ec. (2.1.7)}$$

Dónde:

I=intensidad en mm/hora.

P_t^T =Precipitación máxima en minutos con un periodo de retorno (mm).

t = duración en minutos.

La fórmula es aplicable a lluvias menores de dos horas de duración y con periodos de retorno comprendidos entre 2 y 100 años, estudios hechos en diferentes partes del mundo han conducido valores sensiblemente iguales para todos los lugares. Se observa que se requiere conocer la precipitación de una hora de duración y 10 años de periodo de retorno.

$$P_{60}^{10} = \frac{P_{24}^{10}}{4.04} \quad \text{Ec. (2.1.8)}$$

En realidad no siempre se cuenta con información de lluvias de una hora de duración. Pero Espildora, obtuvo en Chile que la relación entre la lluvia máxima diaria y la lluvia de una hora es más o menos constante e igual a 4.04 estos se hace posible obtener la lluvia P_{60}^{10} que entra en la formula, apartir de las lluvias maximas diarias cuyos registros son más frecuentes

$$C = \frac{P_{24}^{10}}{P_{60}^{10}} = 4.04 \quad \text{Ec. (2.1.9)}$$

Los procedimientos para el cálculo de p_{24}^{10} se hicieron mediante la fórmula empírica de distribución Gumbel de la siguiente manera:

A) PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

Prueba de smirnov-kolmogorov

Según la revisión literaria sobre VILLON (2011). Ref. [13], [Capítulo 5, Pg. 181].

La prueba de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teorica del modelo es decir:

$$\Delta \max = |f(x) - F(x)| \quad \text{Ec. (2.1.10)}$$

$\Delta \max$ = Estadístico de Smirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia Máxima existente entre probabilidades ajustadas y la probabilidad empírica.

$f(x)$ = probabilidad de la distribución teórica.

$F(x)$ =probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también Frecuencia acumulada.

valor crítico estadístico con niveles de significación es decir Δ_0 para un nivel de significación $\alpha=0.05$ y N igual al número de datos y estos valores se muestran en las tablas o se reemplaza en la siguiente fórmula

$$\Delta_0 = 1.36 / \sqrt{n} \quad \text{Ec. (2.1.11)}$$

Para que los datos se ajusten tiene se determina que $\Delta_0 > \Delta_{\max}$.

B) PARAMETROS DE DISTRIBUCION DE GUMBEL

Según la revisión literaria sobre VILLON (2011). Ref. [13], [Capítulo 6, Pg. 250].

los métodos probabilísticos o métodos empíricos se refieren al cálculo de resultados aproximados según el siguiente método usado.

MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN GUMBEL

La distribución Gumbel, es una de las distribuciones de valor extremo, es llamada también valor extremo tipo I.

FUNCIÓN ACUMULADA

La función de distribución acumulada de la distribución gumbel tiene la forma:

$$f(x) = e^{-e^{-\frac{(x-u)}{\alpha}}} \quad \text{Ec. (2.1.12)}$$

LA FUNCIÓN ACUMULADA REDUCIDA GUMBEL

Derivando la función de distribución acumulada, ecuación con respecto a x, se obtiene la función densidad de probabilidad, es decir:

Para calcular caudal de diseño derivamos la función acumulada

$$f(x) = e^{-e^{-\frac{(x-u)}{\alpha}}}$$

Haciendo las comparaciones tenemos:

$$f(Q = q) = p(Q \leq q) = 1 - \frac{1}{Tr} \quad \text{Ec. (2.1.13)}$$

$$f(Q = q) = f(y) = 1 - \frac{1}{Tr} \quad \text{Ec. (2.1.14)}$$

Es decir $f(y)=f(x)$

$$f(y) = e^{-e^{-y}} = 1 - \frac{1}{Tr} \quad \text{Si: } y = \frac{x-u}{\alpha}$$

Despejamos los valores

$$e^{-e^{-y}} = f(y)$$

$$-e^{-y} = \ln(f(y))$$

$$e^{-y} = -\ln(f(y))$$

$$-y = \ln[-\ln(f(y))]$$

$$y = -\ln[-\ln(f(y))] \quad \text{Ec. (2.1.15)}$$

Por lo tanto la función reducida acumulada de Gumbel es:

$$y = -\ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{Tr}\right)\right] \quad \text{Ec. (2.1.16)}$$

Dónde:

y = Distancia lineal (función acumulada reducida de Gumbel)

TR = Periodo de retorno (años)

La función densidad

$$f(x) = \frac{df(x)}{dx} \quad \text{Ec. (2.1.17)}$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \text{EXP}\left[-\frac{(x-u)}{\alpha} - \text{EXP}\left(-\frac{(x-u)}{\alpha}\right)\right] \quad \text{Ec. (2.1.18)}$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\frac{x-u}{\alpha}} e^{-e^{-\frac{(x-u)}{\alpha}}} \quad \text{Ec. (2.1.19)}$$

Si:

$$g(x) = \text{EXP}\left[-y - \text{EXP}(y)\right] = e^{-y} - e^{-y} \quad \text{Ec. (2.1.20)}$$

Despejando:

$$g(x) = EXP[-EXP(-y)] = e^{-e^{-y}}$$

Comprobamos que:

$$f(x) = g(x)$$

Entonces la ecuación es igual a:

$$y = \frac{x - u}{\alpha} \quad \text{ó} \quad x = u + \alpha y \quad \text{Ec. (2.1.21)}$$

Dónde:

x = Precipitación máxima En 24 hr. (mm)

α = Parametro distrib. Gumbel (met. Momentos)

u = Parametro distrib. Gumbel (met. Momentos)

C) ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS, MÉTODOS DE MOMENTOS

Utilizando los métodos de momentos, se obtiene las siguientes relaciones:

– **FORMULA PARA CALCULAR α**

$$\alpha = 0.779696801S_x \quad \text{Ec. (2.1.22)}$$

– **FORMULA PARA EL CALCULO DE LA MODA (U)**

$$u = \bar{X} - 0.45S_x \quad \text{Ec. (2.1.23)}$$

Dónde:

S_x = desviación estándar

\bar{X} = Promedio

U = Moda

2.3.5.2 CURVAS INTESIDAD DURACIÓN FRECUENCIA POR EL METODO

IILA SENAMHI-UNI

Según la Fuente **BEDRIÑANA (2004)**, Ref. [1], [Capítulo 4, Pg. 49]. Debido a la falta de registro pluviográficos en muchas cuencas de estudio, el IILA SENAMHI-UNI ha desarrollado una ecuación regional que permite obtener precipitaciones e intensidades para diferentes periodos de retorno y duración de las tormentas.

El estudio muestra una ecuación para duraciones menores a 3 horas y otra que esta entre 3 y 24 horas:

Ecuación para duración menores a 3 horas.

$$i_{(T,TR)} = a(T+b)^{c-1} (1+k \log T_R) \quad \text{Ec. (2.1.24)}$$

$i_{(T,TR)}$: son precipitaciones e intensidades para una duración de "T" horas y tiempo de recurrencia "TR" años. La intensidad en mm/hora.

a,K,c,b : Son coeficientes de la ley de la regresión regional.

Los cálculos de las precipitaciones e intensidades para diferentes periodos de retorno, utilizando las ecuaciones del Italo Peruano IILA, nos permite encontrar una relación adimensional de la precipitación de una duración cualesquiera con respecto a las precipitaciones máximas de 24 horas , por ejemplo si queremos conocer la precipitación que se produce en un tiempo de 10 minutos y se tiene como dato una precipitación de 24 horas , para cualquier periodo de retorno bastara multiplicar la precipitación que se produce en 24 horas.

ECUACIÓN DE TALBOT

La ecuación de Talbot se utilizara para calcular los datos de intensidad y el método de mínimos cuadrados para diferentes duraciones y periodos de retornos. Para facilitar las lecturas a las curvas I-D-F.

AJUSTE DE LOS VALORES DE LA CURVA I-D-F A LA ECUACIÓN PLANTEADA POR TALBOT

La Fórmula propuesta por Talbot que relaciona la intensidad máxima y la duración para un periodo de retorno que se expresa como;

$$I_{\max} = \frac{a}{b+T} \quad \text{Ec. (2.1.25)}$$

I max= Intensidad máxima (mm/hora)

A y b= parámetros que dependen de la localidad y del periodo de retorno

T= duraciones de la precipitación en minutos.

Aplicando los métodos de los mínimos cuadrados se obtiene los valores de a_1, b_1 , a partir de las ecuaciones.

$$b_1 = \frac{n\sum XY - \sum X \sum Y}{n\sum X^2 - (\sum X)^2} \quad \text{Ec. (2.1.26)}$$

$$a_1 = \bar{Y} - b_1 \bar{X} \quad \text{Ec. (2.1.27)}$$

$$b = \frac{a_1}{b_1} \quad \text{Ec. (2.1.28)}$$

$$a = \frac{1}{b_1} \quad \text{Ec. (2.1.29)}$$

2.3.6 CAUDALES MÁXIMOS

2.3.6.1 METODO RACIONAL

Según VILLON (2002). Ref. [12], [Capítulo 6, Pg. 250].

El método racional se basa en datos de precipitación de la zona para hallar la escorrentía y el caudal máximo que se genera para distintos periodos de retorno. Está recomendado principalmente para cuenca pequeñas inferiores a 13 km², ya que se supone que llueve uniformemente en toda la superficie. Aunque en este caso la cuenca es mucho mayor, se hallaran valores medios por toda la cuenca y posteriormente se comparan con los obtenidos en caso de dividir la cuenca en subcuencas que sí cumplan la condición.

La expresión utilizada por el Método Racional es:

$$Q = \frac{C.I.A}{360} \quad \text{Ec. (2.1.30)}$$

Dónde:

- Q:** Caudal máximo [m³/s]
- C:** Coeficiente de escorrentía,
- I:** Intensidad de la Lluvia de Diseño, con duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y con frecuencia igual al período de retorno seleccionado para el diseño (Curvas de I-D-F) [mm/h]
- A:** Área de la cuenca. [Has]

2.3.7 ESCURRIMIENTO

Según VILLON (2002). Ref. [12], [Capítulo 4, Pg. 135]. El escurrimiento dentro de la cuenca urbana, se define como el agua proveniente de la precipitación, que circula bajo la superficie terrestre y que estas llegan a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca. En la metodología del estudio del escurrimiento se hará lo siguiente:

1. Factores que afectan el escurrimiento superficial
2. Medición del escurrimiento
3. Análisis de datos de los caudales.

2.3.8 RED DE DRENAJE

Según VILLON (2002). Ref. [12], [Capítulo 2, Pg. 60]. La red de drenaje de una cuenca, se refiere a las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. Es otras características importantes en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje

en el escurrimiento resultante, es decir, la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe. La forma de drenaje, proporciona también indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Las características de una red de drenaje, pueden describirse principalmente de acuerdo con:

- El orden de las corrientes
- Longitud de los tributarios
- Densidad de corrientes
- Densidad de drenaje

2.3.9 MÉTODO DE BLOQUE ALTERNO

Es uno de los métodos para obtener una lluvia de proyecto a partir de las curvas de IDF, el Hietograma producido por este método especifica la precipitación en una variación de tiempo, de forma general, los pasos a seguir para el cálculo del Hietograma de una lluvia a partir de las curvas IDF son:

1. Seleccionar el período de retorno de diseño, la duración de la lluvia ($T_d = nDt$) y el intervalo de tiempo T_d .
2. Se calculan las intensidades medias totales, evaluando cada uno de estos intervalos en la curva correspondiente.
3. Se calculan las láminas totales multiplicando la intensidad por T_d .
4. Se calculan las láminas por intervalos como la diferencia entre los valores sucesivos de lámina de precipitación total.
5. Se calculan las intensidades por intervalos dividiendo la lámina por intervalo entre T_d .

A continuación se presentan los pasos a seguir para determinar el Hietograma a partir de las curvas IDF para nuestras condiciones.

1. Cálculo de las intensidades medias totales.

Es la expresión que mejor se ajusta a las intensidades en este estudio de eligio a al método de Frederich bell.

$$I = ((0.21LnT + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50) * 9.11)) / (\frac{t}{60}) \quad \text{Ec. (2.1.31)}$$

2. Cálculo de las láminas totales.

$$L_t = (I x T d) / 60 \quad \text{Ec. (2.1.32)}$$

3. Cálculo de las láminas por intervalos.

$$L_i = L_T - L_T \quad \text{Ec. (2.1.33)}$$

2.3.10 CÁLCULO DE CAUDAL MAXIMO UTILIZANDO EL PROGRAMA HEC-HMS

Según CAMILO (2005). Ref. [2], [Capítulo I, Pg. 1]. El modelo HEC-HMS ("Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System") fue diseñado para simular procesos de lluvia-escorrimento en sistemas dendríticos de cuencas. Se usa en estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, pronósticos de flujo, futuras urbanizaciones, reducción del daño por inundaciones, etc. También se puede decir sirve para la transformación de la precipitación en esorrentía superficial, se ubican los elementos hidrológicos en un cauce y los cálculos son procesados desde aguas arriba hacia aguas abajo.

El HEC-HMS se usa para simular la respuesta hidrológica de una cuenca. Incluye los modelos de cuenca, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada. El programa crea una corrida de simulación, combinando los modelos y las especificaciones. Puede hacer corridas de precipitación o de la proporción de flujo, tiene la capacidad de salvar toda la información de estado de la cuenca en un punto de tiempo, y la habilidad de comenzar una nueva corrida de simulación, basada en la información de estado previamente guardada.

Para la simulación se requiere la especificación de 3 pasos:

A. MODELAMIENTO EN EL HEC-HMS

Para la modelación de la cuenca se definieron gráficamente la distribución de los elementos hidrológicos (Subcuencas, reservorio, tramo de tránsito, uniones y salida del sistema). En cada elemento hidrológico se asignó parámetros y atributos.

B. MODELO METEOROLÓGICO

El modelo meteorológico calcula la entrada de precipitación requerida por un elemento subcuenca. El programa puede usar datos de lluvia puntual o en malla y puede modelar lluvia congelada o líquida junto con evapotranspiración. Incluye varios métodos de precipitación (tormenta frecuente, medidores de lluvia, precipitación en malla, distancia inversa y los hietogramas de tormenta).

C. ESPECIFICACIONES DE CONTROL

En las especificaciones de control se fija el lapso de tiempo de una corrida de simulación. Se establece la fecha y hora de inicio de la lluvia y el término de la misma con un intervalo de tiempo que puede variar según nuestra conveniencia.

2.3.10.1 METODOS PARA LA SIMULACION HIDROLOGICA

Según: Existen varios métodos Para el modelamiento de los sectores en estudio pero se tomó en cuenta trabajar con dos métodos que son las más recomendados para la zona entre ellas tenemos:

1. METODOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENCIONAL SCS

Según, CAMILO (2005). Ref. [2], [Capítulo I, Pg. 1]. El servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos (SCS) desarrolló un Hidrograma unitario adimensional a partir de una serie de hidrógrafas observadas en cuencas de muy diversos tamaños ubicadas en diferentes geografías de los Estados Unidos. A continuación se presentan las componentes básicas de dicho Hidrograma:

Los parámetros únicamente depende del T_r o T_{lag} que representa el tiempo de retraso de la cuenca.

$$T_{lag} = 0.6T_c \quad \text{Ec. (2.1.34)}$$

Dónde:

T_{lag} = es tiempo de retraso en horas

T_c = tiempo de concentración (horas)

2. MÉTODO DEL NÚMERO DE CURVA DE ESCORRENTÍA

(VENTE CHOW 2001), Ref. [11], [Capítulo IV, Pg.152 a 154]. Método empírico, elaborado por el Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos (1985). Calcula la escorrentía producida por una determinada precipitación en función del parámetro “número de curva”, que a su vez depende de las condiciones de infiltración de la zona en que se produce la tormenta. El “número de curva” se calcula a partir de una serie de tablas y gráficos, obtenidos en parcelas experimentales con diversidad de condiciones de suelo, vegetación y condiciones de infiltración, con simulaciones de precipitaciones en 24 horas.

Representa una relación empírica entre la precipitación y la escorrentía

Generada por esa precipitación

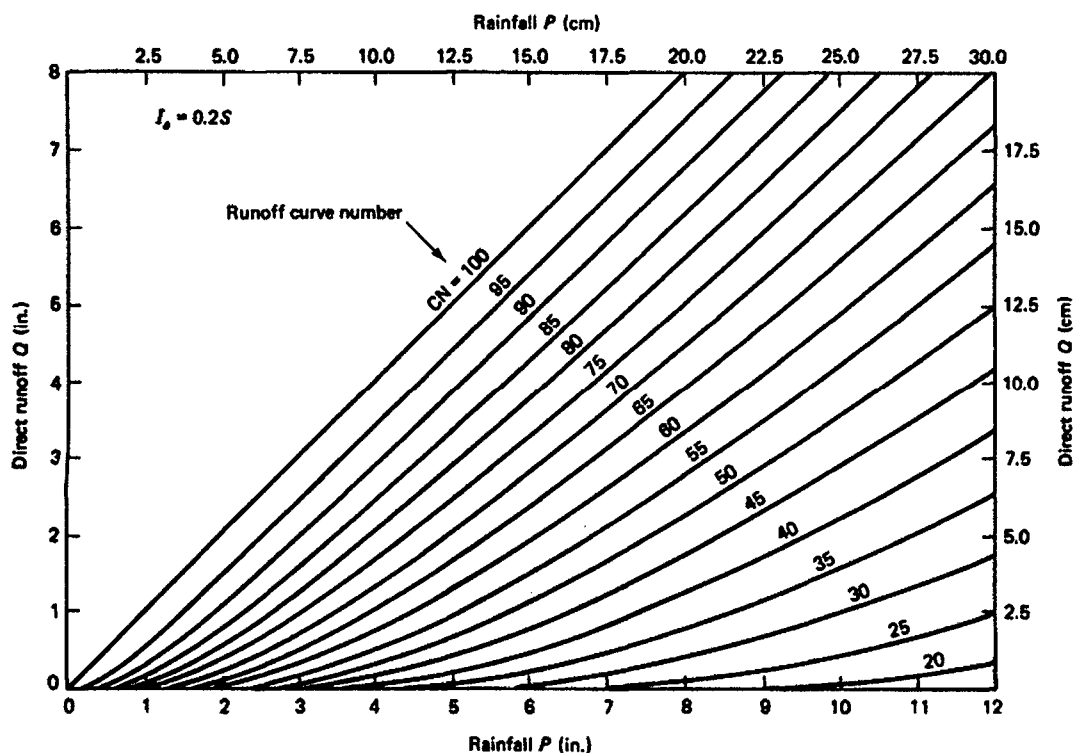


GRAFICO N° 01: Solución gráfica de ecuaciones de escorrentía SCS.

El número de curva depende de:

- Tipo de suelo (según su capacidad de infiltración)
- Tipo de cubierta vegetal y uso del suelo
- Tratamiento del suelo (condiciones)

Los números de curvas 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, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados

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

NÚMERO DE CURVA DE ESCORRENTÍA

- Es un parámetro adimensional, cuyos valores oscilan teóricamente entre 1 y 100
- $CN=1$ significa una capacidad de retención máxima en la cuenca ($Q=0$)
- $CN=100$ significa una capacidad de retención nula ($Q=P$)

Cuadro N° 01: Numero de curva según tipo de superficie

| Descripción del uso de la tierra | | Grupo Hidrológico del suelo | | | |
|---|--|-----------------------------|----|----|----|
| | | A | B | C | D |
| Tierra cultivada | sin tratamiento de conservación | 72 | 81 | 88 | 91 |
| | con tratamiento de conservación | 62 | 71 | 78 | 81 |
| pastizales | Condiciones pobres | 68 | 79 | 86 | 89 |
| | Condiciones óptimas | 39 | 61 | 74 | 80 |
| Vegas de ríos: condiciones optimas | | 30 | 58 | 71 | 78 |
| Bosques | Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas. | 45 | 66 | 77 | 83 |
| | cubierta buena | 25 | 55 | 70 | 77 |
| Areas Abiertas, cespced, parques, campo de golf, etc | | | | | |
| Optimas condiciones: cubiertas de pasto en el 75% o mas. | | 39 | 61 | 74 | 80 |
| Condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 % al 75% | | 49 | 69 | 79 | 84 |
| Areas comerciales (85% impermeables) | | 89 | 92 | 94 | 95 |
| Areas industriales (72% impermeables) | | 81 | 88 | 91 | 93 |
| Residencial | | | | | |
| tamaño promedio del lote | porcentaje promedio impermeable | | | | |
| 505.8 m2 | 65% | 77 | 85 | 90 | 92 |
| 1011.6 m2 | 38% | 61 | 75 | 83 | 87 |
| 1348.9 m2 | 30% | 57 | 72 | 81 | 86 |
| 2023.5 m2 | 25% | 54 | 70 | 80 | 85 |
| 4046.9 m2 | 20% | 51 | 68 | 79 | 84 |
| Parqueaderos, pavimento, techos, acceso etc. | | | | | |
| Calles y Carretera | Pavimento con cunetas y alcantarillado | 98 | 98 | 98 | 98 |
| | Grava | 76 | 85 | 89 | 91 |
| | Tierra | 72 | 82 | 87 | 89 |

Fuente: Tabla 5.5.2 (Hidrologia Aplicada- VEN TE CHOW- Santa Fe Bogota 2001).

2.4 SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Según la revisión bibliográfica del manual de agua potable, alcantarilla y saneamiento, México (2007), Ref. [7], [Capítulo 2, Pg. 10], define las estructuras hidráulicas para drenaje pluvial de la siguiente manera:

2.4.1 DISEÑO DE COLECTORES

Son todas aquellas estructuras que transportan las aguas recolectadas por las bocas De tormenta hasta el sitio de vertido. Se pueden clasificar ya sea de acuerdo a la Importancia del conducto dentro del sistema de drenaje o según el material y método de construcción del conducto que se utilice. Según la importancia del conducto dentro de la red, los conductos pueden ser clasificados

como atarjeas, subcolectores, colectores y emisores. Se le llama atarjeas o red de atarjeas a los conductos de menor diámetro en la red, a los cuales descargan la mayor parte de las estructuras de captación. Los subcolectores son conductos de mayor diámetro que las atarjeas, que reciben directamente las aportaciones de dos o más atarjeas y las conducen hacia los colectores. Los colectores son los conductos de mayor tamaño en la red y representan la parte medular del sistema de alcantarillado. También se les llama interceptores, dependiendo de su acomodo en la red. Su función es reunir el agua recolectada por los subcolectores y llevarla hasta el punto de salida de la red e inicio del emisor. El emisor conduce las aguas hasta el punto de vertido o tratamiento. Una red puede tener más de un emisor dependiendo del tamaño de la localidad. Se le distingue de los colectores porque no recibe conexiones adicionales en su recorrido.

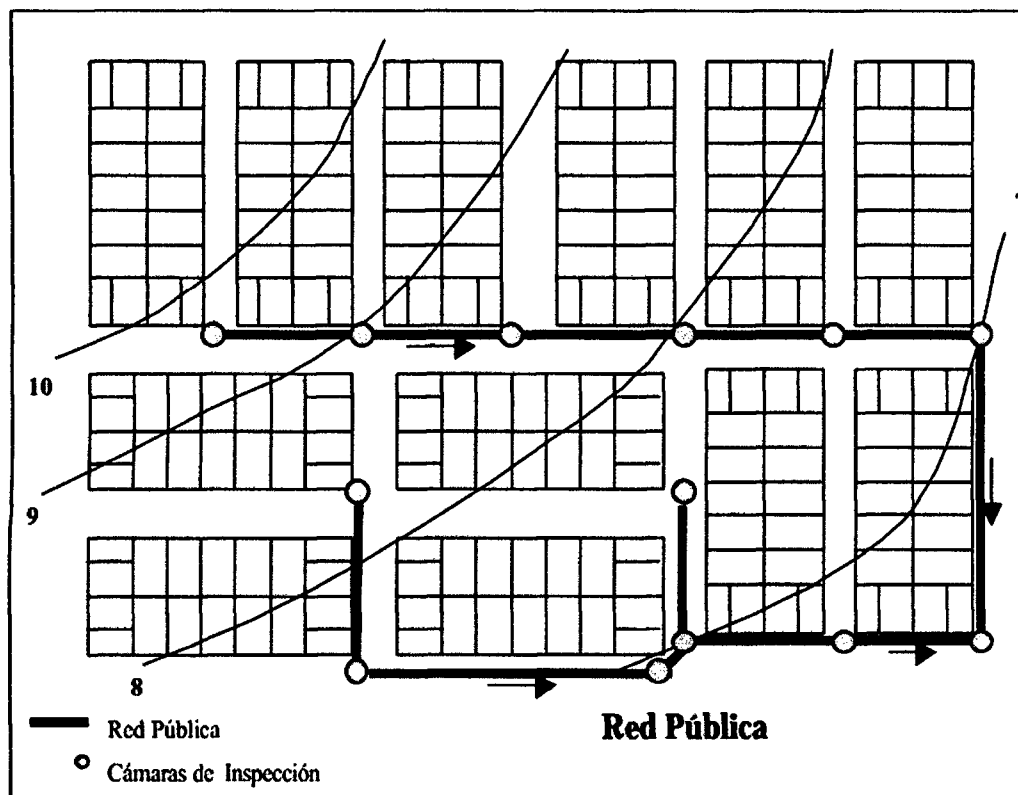


Figura N° 05: diseño red de colectores.

2.4.2 VARIABLES HIDRÁULICAS DE INTERÉS

En la revisión literaria del manual de agua potable, alcantarilla y saneamiento, México (2007), Ref. [7], [Capítulo 3, Pg. 20], Se entiende por variables hidráulicas de interés a aquellas características del flujo cuya determinación es básica para fines de diseño y de funcionamiento hidráulico. En su manejo se utilizará el Sistema Internacional de Unidades (donde se considera a la masa como unidad básica y por consiguiente, la fuerza es unidad derivada. Entre las variables hidráulicas más importantes se encuentran la velocidad media del flujo (velocidad en lo sucesivo), el gasto y, el tirante del flujo con superficie libre Para su determinación puede requerirse el uso de ciertos parámetros hidráulicos básicos relativos a una sección transversal

a) Tirante (y): Se le denomina tirante a la distancia vertical medida desde el punto más bajo de la sección de la conducción hasta la superficie libre del agua (m). En ocasiones, se le confunde con el tirante de la sección (d), el cual se mide en forma perpendicular al fondo de la conducción. La relación entre ambos es

$$d = y \cos \theta \quad \text{Ec. (2.1.35)}$$

Dónde: θ es el ángulo formado entre el fondo del canal y la horizontal. Cuando Dicho ángulo es pequeño (menor a 10°), como sucede usualmente, entonces ambos tirantes pueden considerarse iguales.

b) Nivel del agua (h): Es el nivel de la superficie libre del agua (m) con respecto a un plano horizontal de referencia.

c) Área hidráulica (A): Se le llama así al área que ocupa el agua en un corte Transversal normal a la dirección del flujo (m²). Su cálculo se hace con base en la geometría del conducto.

$$A = by \quad \text{Ec. (2.1.36)}$$

d) Ancho de superficie libre (B): Es la distancia medida transversalmente al flujo a nivel de la superficie libre (m).

$$T = b \quad \text{Ec. (2.1.37)}$$

e) Perímetro mojado (P): Es la longitud del contorno de la sección transversal en la que el agua tiene contacto con las paredes y el fondo de la conducción (m).

$$P = b + 2y \quad \text{Ec. (2.1.38)}$$

f) Tirante hidráulico (Y): Se define como el cociente de dividir el área hidráulica entre el ancho de superficie libre (m):

g) Radio hidráulico (R): Es la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado (m):

$$R = \frac{by}{b+2y} \quad \text{Ec. (2.1.39)}$$

2.4.3 CÁLCULO DE LA VELOCIDAD

Según, Rocha (2002), Ref. [9], [Capítulo 6, Pg. 266], Con la ecuación de Manning se determinara la velocidad media para la cual necesitaremos los

datos geométricos del canal, la pendiente y el coeficiente de rugosidad de Manning.

$$V = \frac{R^{2/3}S^{1/2}}{n} \quad \text{Ec. (2.1.40)}$$

$$Q = \frac{R^{2/3}S^{1/2}}{n} \times A \quad \text{Ec. (2.1.41)}$$

$$\text{ó } Q = V \times A \quad \text{Ec. (2.1.42)}$$

Dónde:

V=Velocidad media (m/seg)

R= Radio Hidráulico (m)

S=Pendiente del colector

n= Coeficiente de rugocidad de manning

A= Sección transversal del colector

Q= Caudal (escorrentía superficial pico) (m/s).

2.4.4 CÁLCULO DE LA ENERGÍA

Según, Rocha (2002), Ref. [9], [Capítulo 7, Pg. 336], La ecuación de la energía específica de una sección determinada de un canal es igual a la suma del tirante, la energía de la velocidad y la elevación de fondo con respecto a un plano horizontal de referencia arbitrariamente escogido. La energía específica en una sección rectangular.

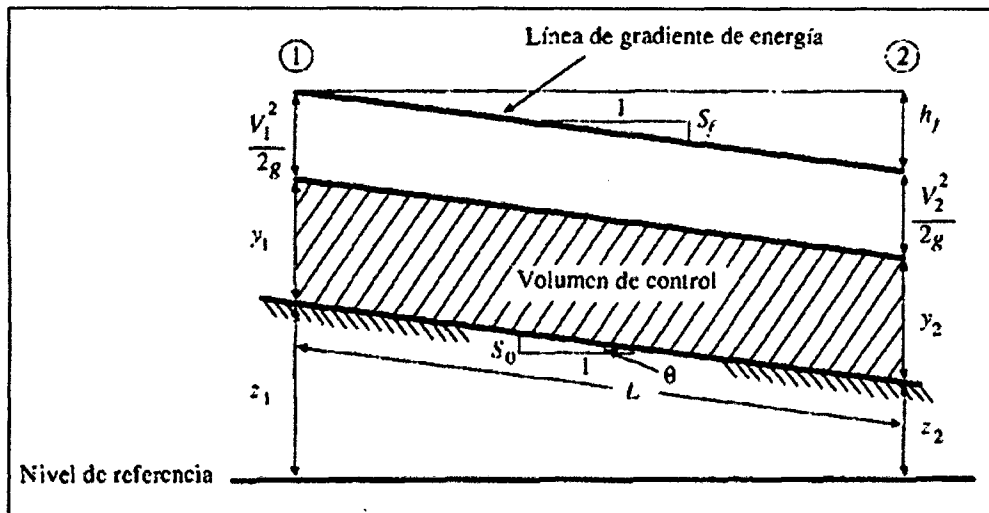


Figura N° 06: Interpretación de la energía específica continuidad

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ec. (2.1.43)}$$

Dónde:

E=energía

Y=tirante (m)

V=velocidad (m/seg)

g=aceleración de la gravedad

2.4.5 CLASIFICACIÓN DEL FLUJO

Según el manual de Agua potable, alcantarilla y saneamiento, México (2007), Ref. [7], [Capítulo 3, Pg. 21], La identificación del tipo de flujo en una conducción es esencial debido a que las ecuaciones de diseño solo son aplicables a ciertas condiciones del flujo o han sido desarrolladas para casos o intervalos específicos. El flujo del agua en una conducción puede clasificarse de acuerdo con:

A. FUNCIONAMIENTO DEL CONDUCTO.

Una red de alcantarillado pluvial puede estar formada por conductos abiertos, cauces naturales y conductos cerrados. El flujo del agua en los conductos abiertos y cauces naturales solo puede darse con superficie libre (formándose una interfase agua-aire); en cambio, en los conductos cerrados el flujo del agua puede ser con superficie libre (sección transversal parcialmente llena) o a presión (sección llena).

En el diseño de una red de alcantarillado se recomienda que los conductos cerrados o tuberías trabajen con superficie libre como si fueran canales. De esta forma se aprovecha al máximo la capacidad de conducción de las tuberías, según se verá más adelante, y por otra se evita que entren en carga (o funcionen a presión), ya que esto puede provocar que el agua escape del sistema y brote en las calles ocasionando molestias y daños. Dado que es recomendable que una red de alcantarillado funcione con superficie libre, en adelante se dará mayor énfasis a conceptos relativos al flujo con superficie libre.

B TIEMPO:

Si los tirantes, velocidades y gastos del flujo, correspondientes a cualquier sección transversal de la canalización, son constantes con respecto al tiempo, el flujo se denomina permanente. En caso contrario, se le llama no permanente. Por ejemplo, el tránsito de un hidrograma desde aguas arriba o la influencia de la marea aguas abajo en un canal corresponde a un flujo no permanente.

C. DISTANCIA:

Cuando en un flujo, los tirantes, las velocidades y los gastos en cualquier sección transversal a lo largo del canal

C.1 FLUJO UNIFORME

Los parámetros hidráulicos del flujo (velocidad, profundidad) permanecen constantes a lo largo del conducto.

El flujo de líquidos en canales de sección constante y gran longitud se considera uniforme.

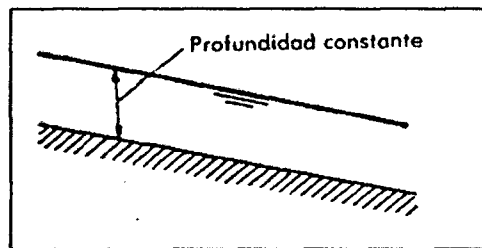


Figura N° 07: Figura del flujo uniforme.

C.2 FLUJO VARIADO

Los parámetros hidráulicos del flujo varían a lo largo del conducto.

Por ejemplo, controles en los canales como compuertas, presas, cambios de pendiente, hacen que el flujo sea variado.

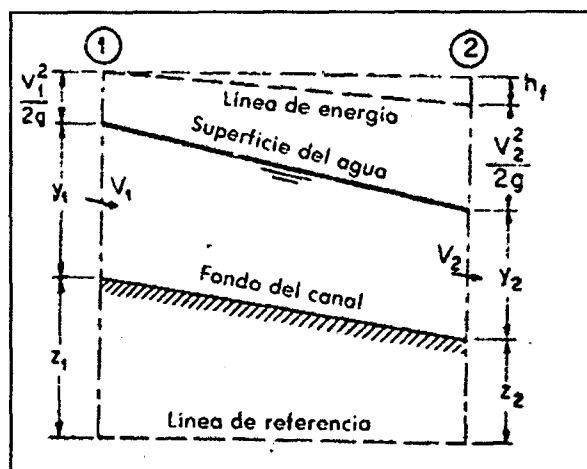


Figura N° 08: Figura del flujo variado.

C.3 FLUJO PERMANENTE

Los parámetros hidráulicos del flujo permanecen constantes en el tiempo o sea que la velocidad de las partículas que ocupan un punto dado es la misma para cada instante. La mayoría de los problemas prácticos implican condiciones permanente del flujo, como por ejemplo el transporte de líquidos bajo condiciones constantes de altura de carga.

C.4 FLUJO NO PERMANENTE

Los parámetros hidráulicos del flujo varían en el tiempo.

C.5 FLUJO PERMANENTE UNIFORME

Los parámetros hidráulicos del flujo permanecen constantes en el espacio y el tiempo. Es el tipo fundamental de flujo considerado en la hidráulica de canales abiertos.

C.6 FLUJO NO PERMANENTE UNIFORME

Los parámetros hidráulicos del flujo permanecen constantes en el espacio pero *no en el tiempo*. El establecimiento de flujo no permanente y uniforme requiere que la superficie del agua fluctúe de tiempo en tiempo mientras permanece paralela al fondo del canal. Es prácticamente imposible encontrar este tipo de flujo en la naturaleza, debido a que los cambios en el tiempo tendrían que ocurrir a lo largo de la conducción pero a su vez permanecer constantes la profundidad y la velocidad del flujo.

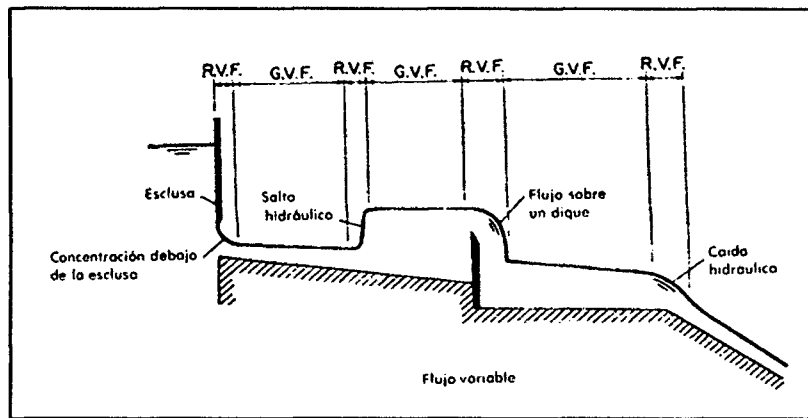


Figura N° 10: Figura del flujo variado permanente.

R.V.F = rapid varied flow = FRV = flujo rápidamente variado.

G.V.F. = gradual varied flow = FGV = flujo gradualmente variado.

C.8 FLUJO VARIADO NO PERMANENTE O INESTABLE O FLUJO NO PERMANENTE

Los parámetros hidráulicos del flujo varían en el espacio y en el tiempo. Debido a que el flujo uniforme no permanente prácticamente no existe en la naturaleza, al flujo variado.

no permanente se le conoce simplemente como flujo no permanente. Las olas y las mareas en flujo libre son ejemplos de flujo variado no permanente.

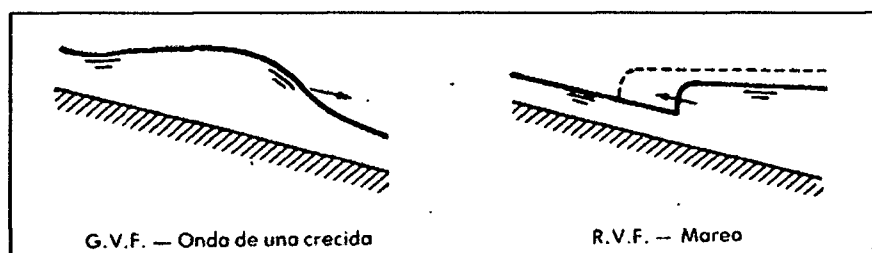


Figura N° 11: Figura del flujo variado no permanente.

C.9 FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO

El caudal varía a lo largo de la conducción pero permanece constante en el tiempo.

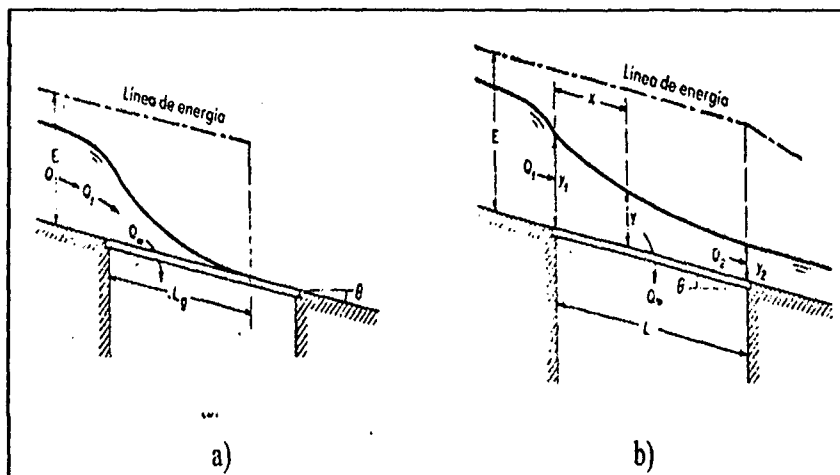


Figura N° 12: Figura del flujo espacialmente variado.

D. NIVEL DE ENERGÍA

Según, Rocha (2002), Ref. [9], [Capítulo 6, Pg. 330], El cálculo de número de froude se hará de acuerdo al nivel de energía, donde El flujo del agua con superficie libre también puede ser clasificado de acuerdo al nivel de energía contenido en el propio flujo. Así, pueden establecerse tres tipos de flujo: subcrítico, crítico o supercrítico. Para diferenciarlos se emplea el parámetro adimensional conocido como número de Froude:

$$F = \frac{v}{\sqrt{L \times g}} \quad \text{Ec. (2.1.44)}$$

Dónde: F es el número de Froude; V la velocidad media del flujo (m/s); g la aceleración de la gravedad (m/s²); Y el tirante hidráulico (m), definido según la ecuación.

Froude, F el signo de dy/dx (de la variación de la superficie libre del canal) cambia. Veamos las diferentes posibilidades:

$F < 1$: y el flujo es considerado como subcrítico. Las fuerzas gravitacionales son más dominantes, flujo con velocidad baja, corriente lentas y tranquilas.

$F > 1$: el flujo es supercrítico, las fuerzas inerciales se vuelven dominantes, flujo con alta velocidad.

$F = 1$: el flujo se define como crítico, Este tipo de flujo presenta una combinación de fuerzas inerciales y gravitacionales que lo hacen inestable.

En los flujos críticos, el flujo alcanza un Froude = 1 en la cresta de un obstáculo. Entonces, pueden aparecer dos situaciones, según sea la condición aguas abajo:

1. El flujo puede mantener su estado original.
2. El flujo puede pasar suavemente al otro estado.

2.4.6 SUMIDEROS O REJILLAS DE CAPTACIÓN

Según, **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES 2009, Ref. [8], [Capítulo II, Pg. 116]**, La elección del tipo de sumidero dependerá de las

condiciones hidráulicas y de ubicación y pueden ser divididos en tres tipos, cada uno con muchas variaciones.

A. SUMIDEROS LATERALES O SARDINELES O SOLERA

Este ingreso consiste en una abertura vertical del sardinel a través del cual pasa el flujo de las cunetas.

B. SUMIDEROS DE FONDO

Este ingreso consiste en una abertura en la cuneta cubierta por uno o más sumideros. Se utilizara cuando las pendientes longitudinales de las cunetas sean mayores del 3 %.

Las rejillas para este tipo de sumideros serán de barras paralelas a las cunetas Se pondrán agregar barras cruzadas por razones estructurales, pero deberán mantenerse en una posición cercana al fondo de las barras longitudinales

Los sumideros de fondo pueden tener una depresión para aumentar su capacidad de captación.

C. SUMIDEROS MIXTOS O COMBINADOS

Estas unidades consisten en un sumidero lateral y sardinel y un sumidero de fondo actuando como una unidad. El diámetro mínimo de los tubos de descarga al buzón de reunión será de 10", complementariamente puede usarcé también.

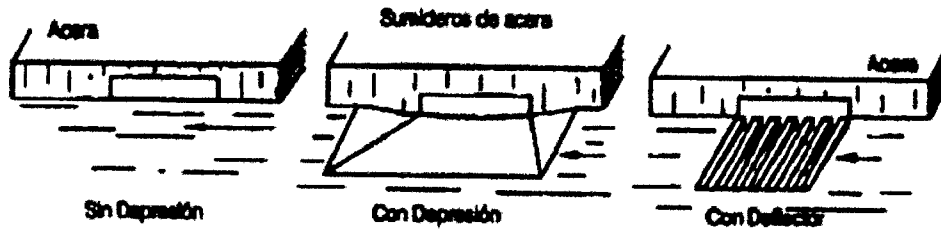
D. DISEÑOS HIDRÁULICOS

Se deberá tener en cuenta las siguientes variables:

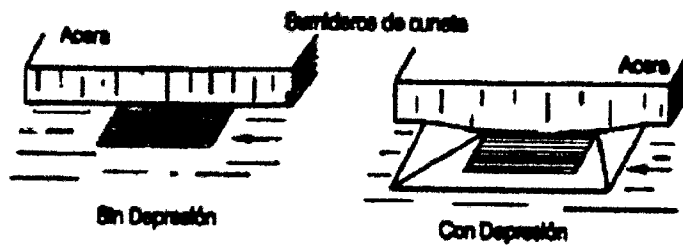
- Perfil de la pendiente
- Pendiente transversal de cunetas con soleras
- Depresiones locales.
- Retención de residuos solidos
- Altura de diseño de la superficie de aguas dentro del sumidero
- Pendiente de los sumideros
- Coeficiente de rugosidad de la superficie de la cuneta.

TIPOS DE SUMIDERO

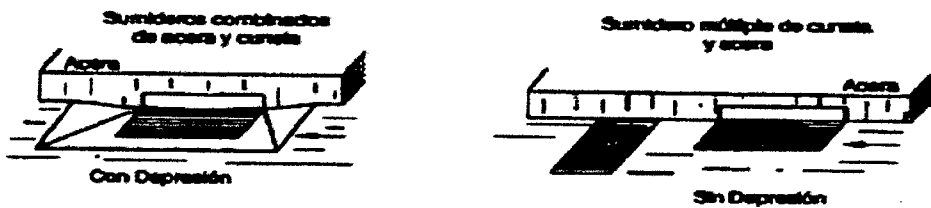
SUMIDERO LATERAL DE SARDINEL O SOLERA



SUMIDERO DE FONDO



SUMIDERO DE MIXTO O COMBINADO



UBICACIÓN DE LOS SUMIDEROS EN INTERSECCIÓN DE LAS CALLES

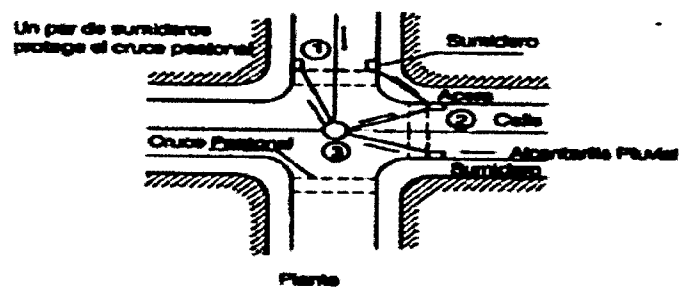


Figura Nº 13: Tipos De sumidero.

Según, BEDRIÑANA (2004). Ref. [1], [Capítulo 5, Pg. 183]. Para el análisis de este tipo de flujo variado especialmente se aplica el principio de energía, la energía total es:

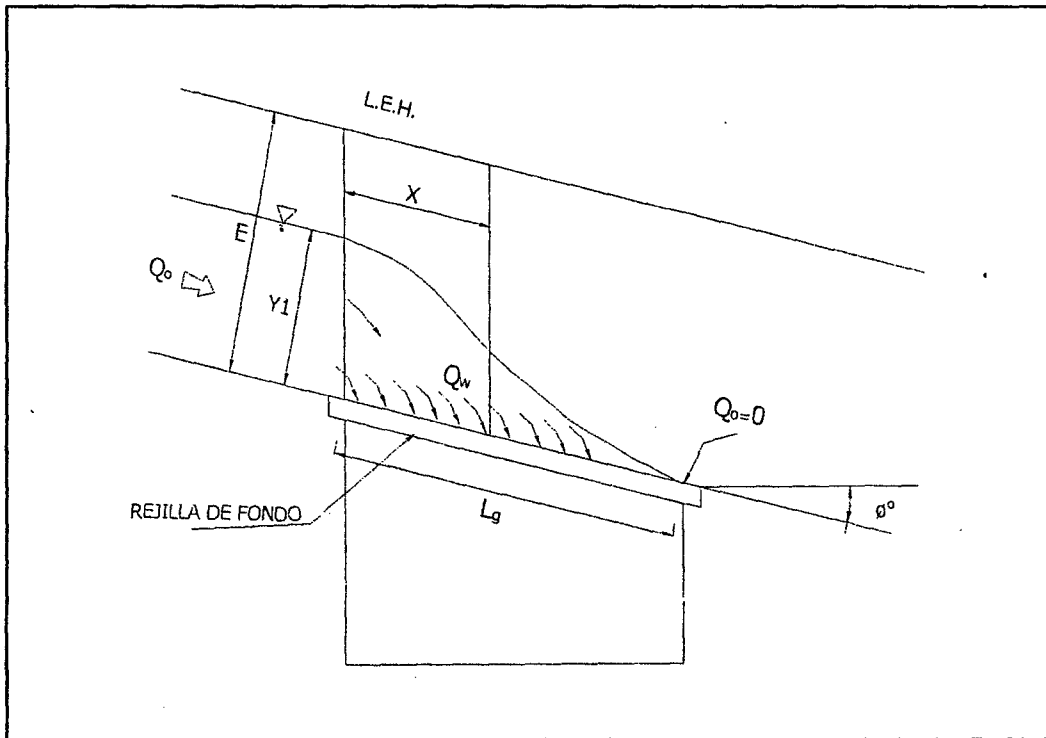


Figura N° 14: Flujo decreciente sobre rejillas de fondo.

$$H = z + y + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{Ec. (2.1.45)}$$

De la figura para $\alpha=1$ y $\Phi=0$, la energía específica es:

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gb^2y} \quad \text{Ec. (2.1.46)}$$

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx} + d\left(\frac{Q^2}{2gb^2y^2}\right)/dx \quad \text{Ec. (2.1.47)}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Qy(-\frac{dQ}{dx})}{gb^2y^3 - Q^2} \quad \text{Ec. (2.1.48)}$$

Donde $-dQ/dx$ es la descarga extraída a lo largo de una longitud dx de la reja.

Cuando la dirección del flujo a través de las aberturas de las rejillas es casi vertical, se considera que no exista pérdida y así la altura efectiva sobre la reja es prácticamente igual a la energía específica "E".

Mostkow encontró que la relación de la pérdida de energía es aproximadamente igual a la altura de la velocidad del flujo para rejillas de pantalla perforadas. Puede asumirse que la altura efectiva sobre la reja es igual a la carga estática o la profundidad del flujo sobre la reja.

$$\frac{dy}{dx} = \epsilon cb \sqrt{2gE} \quad \text{Ec. (2.1.49)}$$

Dónde:

ϵ = es la relación del área de la abertura al área total

c = coeficiente de descarga a través de las aberturas.

De la ecuación:

$$Q = by\sqrt{2g(E - y)} \quad \text{Ec. (2.1.50)}$$

Sustituyendo ec. Simplificado se obtiene.

$$\frac{dy}{dx} = 2\epsilon b \frac{\sqrt{E(E-y)}}{3y-2e} \quad \text{Ec. (2.1.51)}$$

$$X = L_g = -(E/\epsilon c) \frac{y}{E} \sqrt{1 - \frac{y}{E}} + C \quad \text{Ec. (2.1.52)}$$

Para $x=0$, $y=y_1$, la longitud de rejilla L_g se determina por la siguiente expresión.

$$L_g = (1/\epsilon) \frac{Q}{cb\sqrt{2gE}} \quad \text{Ec. (2.1.53)}$$

El valor de c del coeficiente de descarga a través de las aberturas de la reja, son valores determinados experimentalmente se encontró que para rejillas de barras paralelas y una pendiente horizontal de 1 % a 5% varía de 0.435 a 0.439 en zonas vehiculares, para la ubicación de las rejillas de captación se deben de prever pendientes longitudinales y transversales a fin de facilitar la concentración del agua que incide sobre el pavimento.

Por lo general los sumideros se deben colocar en los puntos más bajos cuya ubicación principal normal es las esquinas de cruce de calles.

Los espaciamientos de la colocación de rejillas de captación se realizaron en lugares estratégicos o cada 100 metros.

2.4.7 DISPOSICIÓN FINAL

Según, el manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, México (2007), Ref. [2], [Capítulo 2, Pg. 19], Se le llama disposición final al destino que se le dará al agua captada por un sistema de alcantarillado. En la mayoría de los casos, las aguas se vierten a una corriente natural que pueda conducir y degradar los contaminantes del agua. En este sentido, se cuenta con la tecnología y los conocimientos necesarios para determinar el grado en que una corriente puede degradar los contaminantes e incluso, se puede determinar el

número, espaciamiento y magnitud de las descargas que es capaz de soportar. Por otra parte, la tendencia actual es tratar las aguas residuales y emplearlas como aguas tratadas o verterlas a las corrientes. También se desarrollan acciones encaminadas al uso del agua pluvial, pues pueden ser utilizadas en el riego de áreas verdes en zonas urbanas, tales como jardines, parques y camellones; o en zonas rurales en el riego de cultivos. Así, un proyecto moderno de alcantarillado pluvial puede ser compatible con el medio ambiente y ser agradable a la población según el uso que se le dé al agua pluvial. Al respecto, cabe mencionar los pequeños lagos artificiales que son construidos en parques públicos con fines ornamentales.

III. MATERIALES Y METODOLOGIA

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO

3.1.1 INFORMACIÓN BÁSICA

3.1.1.1 UBICACIÓN POLÍTICA

A. UBICACIÓN POLÍTICA

Los sectores urbanos en estudio se encuentran dentro del distrito de San Juan Bautista. está localizado en la sierra central del Perú, al Sur Este de la ciudad de Ayacucho, en la provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho, a una altitud promedio de 2800 msnm, a 13° 10 ' 06" latitud sur y 14° 13' 14" longitud Oeste.

B. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

LÍMITES DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA

Por el Este : Con el distrito de Mariscal Cáceres.

Por el Oeste : Con el distrito de Carmen Alto.

Por el Norte : Con el distrito de Ayacucho.

Por el Sur : Con el distrito de Chiara y Carmen Alto.

La delimitación distrital está dado por el puente Prado (Puente Nuevo de San Juan Bautista), carretera a Cusco hasta el cementerio general, Avenida Arenales, Puente de Huatatas (Ccacha molino) y quebrada de Huatatas hasta Kuchomolino (restos arqueológicos de la cultura Warpa), cerro de Acuchimay, calle Lluchallucha, limita por el norte con el distrito de Ayacucho y por el sur con los distritos de Chiara y Carmen Alto.

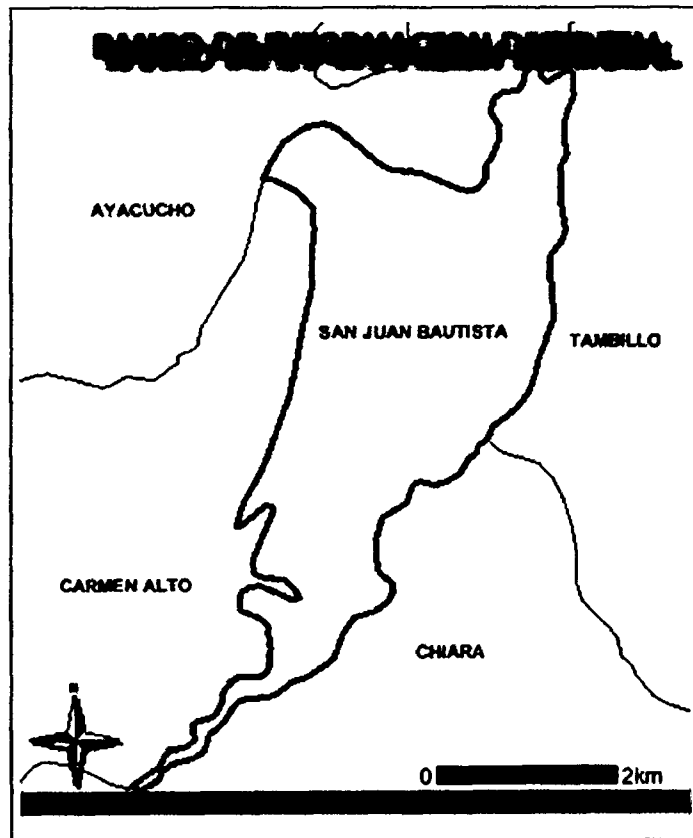
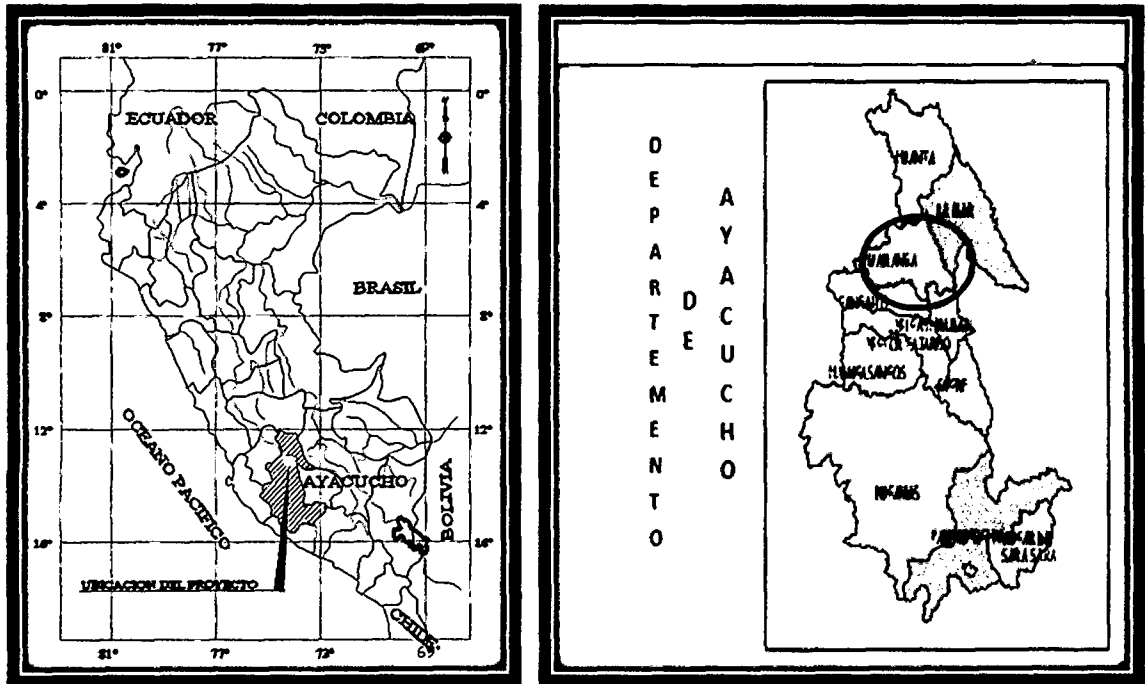


Figura Nº 15: Ubicación y límites del distrito de San Juan Bautista.

C. TOPOGRAFIA

Territorialmente el distrito presenta un relieve topográfico marcadamente diferenciado: laderas correspondientes al cerro de Acuchimay y quebrada de Huatatas llanuras y el valle que corresponde a las márgenes del río Huatatas que es encañonado aguas arriba. Los afloramientos rocosos, volcánicos, del cerro Acuchimay, ubicado en el margen derecho del río Alameda, se encuentran en las partes altas, cuyas laderas son suaves hacia el sureste y empinadas hacia el noroeste. El área de llanura (Llañupampa) está constituida por conglomerados de considerable espesor, depositados en parte como acumulación, en ambiente lacustre, de materiales acarreados por corrientes fluviales en una época de intensas precipitaciones pluviales.

D. AGUA

El distrito es delimitado por los ríos Alameda y Huatatas y es atravesado; por el centro, por el riachuelo Ñawinpuquio, que en épocas de estiaje no tienen agua, razón por la cual también se le conoce con "Río Seco" (Chaquihuaycco); que en épocas de lluvias sirve de drenaje fluvial natural.

E. FLORA

La flora del distrito de San Juan Bautista es variada y la cobertura vegetal tiene sus peculiaridades gracias a que limita en la Microcuenca de Huatatas, La incorporación de áreas de cultivo a nuevas áreas urbanas trajeron como consecuencia la extinción de algunos seres vivos que ocupan inicialmente (flora, y fauna) que fueron desplazados por el hombre.

En la actualidad el área de estudio casi en su totalidad está ocupada por vivienda, calles y áreas verdes destinadas a la recreación. Las áreas verdes destinadas a la recreación. las áreas verdes dentro de la ciudad.

F. FAUNA

La expansión humana en el territorio de San Juan Bautista, está desplazando paulatinamente algunas especies de animales, que suelen ser muy sensibles a las perturbaciones que alteran su hábitat. Se detectó animales domésticos criados por los habitantes para consumo y comercialización a menor escala, tales como: caprinos, ovino, cuy, gallina, vacuno, caballo, perro y gato.

Aves y fauna silvestres: En cuando a la avifauna, se avistó cernícalo, rabiblanca, picaflor, zorzal, tortolita, cuculi, paloma doméstica, gorrión andino.

Entre la fauna silvestre se observa: ratón de casa, zarigüeya, rata, Ratón de campo, zorrino, lagartija, sapo, araña, mariposa, cochinilla, bagre andino, langosta, libélula, entre otros.

G. CONDICIONES CLIMÁTICAS

Según los estudios realizados en la estación meteorológica de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, resulta una temperatura media anual que clasifica o caracteriza el clima como una región latitudinal «Templada» y en el piso altitudinal «Montano Bajo», con una Temperatura Promedio Anual: 15.8°C». Esta temperatura es también la biotemperatura media anual de Ayacucho. La ciudad de Ayacucho se caracteriza por tener lluvias en los meses de Octubre a Marzo, siendo de mayor intensidad los meses de Diciembre a marzo del año siguiente. El promedio anual de las precipitaciones es de 539 mm.

Los valores extremos promedios anuales son de 268 mm para el mínimo y 918 mm para el máximo.

3.1.2 DESCRIPCIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

El área de estudio comprende los sectores urbanos afluentes a la quebrada Chaquihuaycco en el distrito de San Juan Bautista; se encuentran ubicada al sur este de la zona céntrica de Ayacucho, enlazado a través de calles y avenidas, las cuales está dentro del distrito mencionado; los sectores en estudio se encuentran rodeada de los cascos urbanos del distrito de Ayacucho y Carmen alto que son los principales colindantes a la zona de estudio.



Figura N°16: Demarcación de la quebrada Chaquihuaycco.

En el aspecto de la topografía el área de estudio está conformada por pendientes muy variables, las cuales se distinguieron sus características. como: barrio de Miraflores, asociación La Victoria, Los Olivos, Cooperativa ciudad de

las Américas, Aprovisa; estas zonas se caracterizan por tener pendientes que oscilan entre 2 % y 5% de pendiente promedio, otra zona de estudio es el sector Capillapata, León Pampa, San Luis De Tinajeras, presentan una topografía topográficamente accidentada con pendientes promedio entre 5% y 12% respectivamente.

El sistema de drenaje de las aguas pluviales de los techos de la viviendas en pequeño porcentaje son colectivas mediante bajantes y conectadas al sistema de alcantarillado de desagüe de aguas servidas. Este tipo de drenaje al ser tipo combinado representa una sobrecarga hidráulica para el sistema de desagüe de aguas servidas con que cuenta el distrito, puesto que los diseños de las tuberías están dimensionados solo para evacuar las aguas servidas. Como consecuencia se produce problemas de inundaciones, atoramiento de sistema de desagüe y perjudicando y causando molestias a la población del distrito de San Juan Bautista.

3.1.3 POBLACIÓN Y MUESTRAS

En el aspecto urbano del distrito de San Juan Bautista se ve afectado por el crecimiento de la población. Las urbanizaciones y concentraciones de población son muestra de la migración del medio rural a la zona urbana. Los riesgos naturales son las actividades o situaciones peligrosas provenientes de la naturaleza a consecuencia de la actividad del hombre es su entorno y que se halla expuesto a riesgo o fenómenos naturales.



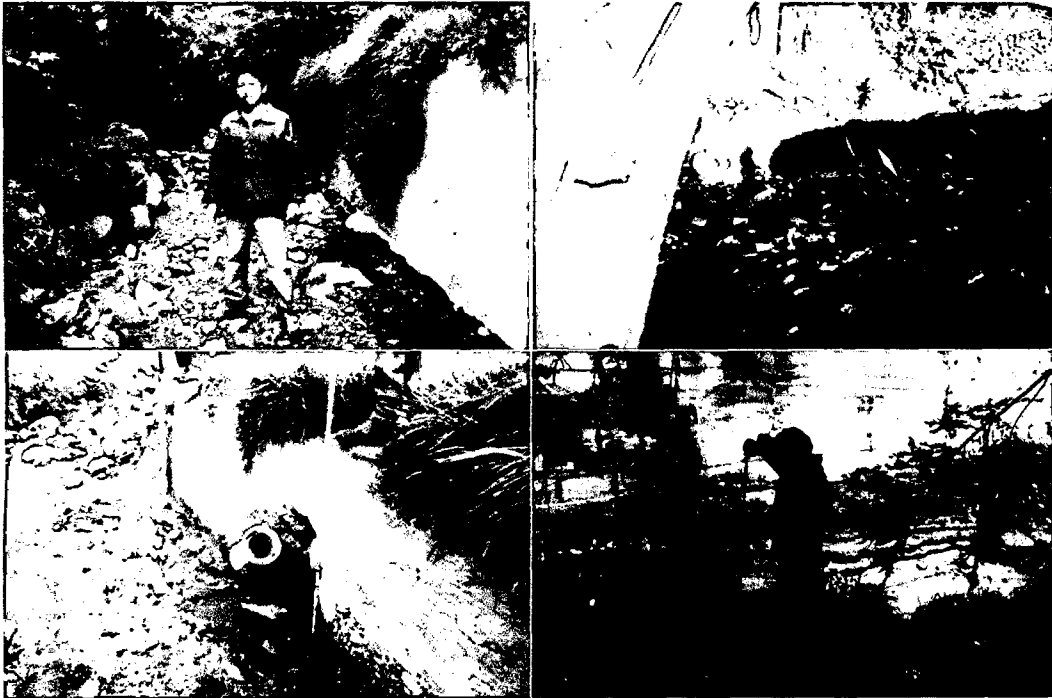
Fotografía N°01: Características de las calles principales en el distrito de San Juan Bautista.

Los riesgos sanitarios principales en el distrito de San Juan Bautista, una parte de Ayacucho y Carmen alto se dan por acumulación de residuos sólidos y eliminación de aguas negras en las riberas del río Chaquihuaycco, que se halla ubicado entre viviendas donde la población escolar y los vecinos corren el riesgo de sufrir con diferentes enfermedades transmitidas por la contaminación y animales como los roedores. En contraposición a ello, en temporadas de lluvia se observa el peligro de inundaciones al desbordarse este cauce perjudicando a las viviendas aledañas; las cuales se encuentran amenazadas no sólo por la incidencia de fenómenos de origen natural sino también por procesos antrópicos; el cual se ve incrementada por la ausencia de medidas de prevención y mitigación.



Fotografía N° 02: Inundación de las calles principales por falta de un adecuado sistema de drenaje pluvial.

La ocupación de zonas de riesgo como es el caso Chaquihuaycco o Quebrada Seca, va incrementando las condiciones de vulnerabilidad ante desastres. A lo largo del recorrido de las quebrada referidas se han asentado familias desviando su recorrido natural hacia las calles; generando aniegos en los barrios como en San Juan Bautista de (Los Olivos, Francisco Meléndez); En previsión a una reducción de los grados de vulnerabilidad, es necesario elaborar un plan de prevención y preparación ante desastres, así como de preparar a la población para realizar la atención adecuada de emergencias y mitigación de riesgos; tendientes al logro de un desarrollo ecológico y económico sostenido, con mayor nivel y calidad de vida.



Fotografía N° 03: Arrastre de basura y desechos a la quebrada Chaquihuaycco.

3.2 MATERIALES

3.2.1 MATERIALES DE ESCRITORIO

- Computadora
- Impresora
- Papel bond
- Proyector multimedia
- Libreta de campo
- Material bibliográfico
- Base de datos como planos catastrales urbanos, cartas nacionales, etc.
- Datos hidrológicos del respectivo lugar.
- Documentos

3.2.2 EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

- GPS
- Cámara fotográfica
- Wincha, flexómetro
- Software: Google Earts, AutoCAD, AutoCAD land, Civil 3D, etc.
- Hojas de cálculo.

3.3 METODOLOGIA

3.3.1 EVALUACIÓN Y DIAGNOSTICOS DE ZONAS

Las zonas o sectores urbanos que se evaluaron, son los sectores más vulnerables con mayor riesgo de causar problemas de inundación, por lo cual se hizo un recorrido de campo.



Fotografía N° 04: Inundación de las aguas pluviales que escurren por las calles causando molestias a la población.

Las calles principales actúan como afluentes principales y traen consigo inundaciones, arrastre de desechos como: basura entre otros, Causando molestias y contaminación al fuente principal de la quebrada Chaquihuaycco.



Fotografía N° 05: Descripción de sectores con fuertes pendientes.

Las fuertes pendientes favorecen a la erosión de los suelos y el rápido escurrimiento de las aguas pluviales. Entre ellas tenemos los barrios que están en laderas del cerro Acuchimay.

Los sectores en que se realizaron los estudios geomorfológico, hidrológico e hidráulico para el diseño de drenaje pluvial, son 15 sectores urbanos afluentes a la quebrada chaquihuaycco, dentro del distrito de san juan bautista.

El diagnóstico permite identificar la recolección de datos para los estudios respectivos y solucionar los problemas relacionados en inundaciones, atoramiento de sistema de desagüe, entre otros.

3.3.2 ESTUDIO GEOMORFOLÓGICO DE LAS SECTORES URBANOS

Donde se dividió en sectores urbanos a estudiar que tienen como afluente principal los colectores que serán diseñadas para cada sector urbano, estas serán dirigidas al afluente natural de la quebrada Chaquihuaycco. En este

procedimiento se calculará las características Geomorfológicas y los pasos a seguir son:

3.3.2.1 DELIMITACIÓN DE LOS SECTORES URBANOS

La delimitación de los sectores urbanos se realizó de acuerdo a la división de las sub-unidades geográficas de la cuenca que será en m², km² y Has. Las divisorias de aguas se hicieron obedeciendo únicamente las demarcaciones naturales. Se identificaron y delinearon las divisorias de aguas a partir de la visualización de las curvas de nivel y las redes hidrográficas disponibles a los colectores principales y estas llevarlas al afluente principal que es Chaquihuaycco.

3.3.2.2 CÁLCULO DE LOS PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS

Al delimitar cada sector, se calculó los datos de parámetros geomorfológicos como: área, perímetro, longitud del cauce o afluente principal, cotas mayor y menor de cada sector, cota mayor y cota menor de cada cauce o afluente y la pendiente de los afluentes.

3.3.2.3 TIEMPO DE CONCENTRACION (T_c)

El tiempo de concentración para cada cauce o afluente principal de cada sector se calcularon mediante los siguientes métodos. **El Método de Kirpich**, Para este método se obtuvo los datos de la longitud del cauce (L) o la red colectora principal del sector urbano. La pendiente del cauce (S), por el método uniforme. **El Método California Culvert**, En este método se tuvo en cuenta los datos de la longitud del cauce principal de cada sector urbano (L) y la diferencia de altura (H) entre el final y el comienzo del cauce.

3.3.3 ESTUDIO HIDROLOGICO

3.3.3.1 ELECCIÓN DE LA ESTACIÓN METEOROLOGICA

En la zona de estudio se encontró las estaciones meteorológicas más cercanas al distrito de San Juan Bautista, que viene a ser la estación meteorológica de Huamanga o Pampa de Arco con datos meteorológicos desde 1970 hasta el 2010. que está a 13°08'51" latitud Sur y 74°13'06" longitud Oeste, en la región de la sierra del Perú y a una altitud de 2772 msnm. A partir del 2011 al 2012 los datos meteorológicos fue de la estación meteorológica de INIA. Ubicadas en el distrito de Ayacucho en la ciudad de huamanga a 13°10'09" latitud Sur y 74°12'82" longitud Oeste, en la región de la sierra del Perú y a una altitud de 2735 msnm. Se tomó la información de los datos de registros de precipitación máxima en 24 horas. La información de estos registros son confiables.

3.3.3.2 ANALISIS DE LA PRECIPITACIÓN MAXIMA EN 24 HORAS

En este análisis de los datos de precipitación máxima en 24 horas se seleccionó las precipitaciones máximas en 24 horas, que ocurrieron en cada año y estos datos son los que nos sirvieron para los cálculos de caudal máximo o caudal de diseño.

CUADRO N° 02: Datos de registro de precipitación Max en 24 horas.



REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION : HUAMANGA REGION : AYACUCHO ALTITUD : 2772 m.s.n.m
 TIPO : CO PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°08'51" S
 CODIGO : 005 DISTRITO : AYACUCHO LONGITUD : 74°13'06" W
 ESTADO : OPERATIVO OPERADOR : UNSCH REGISTRO : 1962-2010

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | MAX |
|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1970 | 26.0 | 21.0 | 18.0 | 19.8 | 6.5 | 1.0 | 9.2 | S/D | 15.0 | 5.5 | 13.6 | 29.0 | 29.0 |
| 1971 | 28.0 | 46.6 | 19.2 | 13.5 | 0.6 | 5.3 | 0.7 | 2.5 | 9.2 | 8.0 | 16.0 | 16.0 | 46.6 |
| 1972 | 20.2 | 7.6 | 13.0 | 12.2 | 1.0 | S/D | 15.0 | 5.0 | 10.3 | 10.0 | 7.5 | 11.2 | 20.2 |
| 1973 | 20.3 | 16.5 | 32.0 | 26.0 | S/D | 2.2 | 3.8 | 13.0 | 9.8 | 9.5 | 21.0 | 25.0 | 32.0 |
| 1974 | 15.5 | 26.0 | 21.0 | 6.2 | 1.0 | 9.7 | S/D | 10.0 | 7.0 | 7.0 | 2.6 | 4.0 | 26.0 |
| 1975 | 23.0 | 15.5 | 15.2 | 7.0 | 6.0 | 2.0 | 0.8 | 12.2 | 7.2 | 13.0 | 15.0 | 12.0 | 23.0 |
| 1976 | 24.0 | 24.0 | 30.5 | 18.5 | 8.0 | 8.0 | 2.3 | 1.0 | 9.5 | 8.5 | 4.0 | 8.0 | 30.5 |
| 1977 | 11.5 | 20.0 | 7.2 | 9.8 | 6.0 | S/D | 4.5 | 2.5 | 4.2 | 1.5 | 26.0 | 7.5 | 26.0 |
| 1978 | 16.8 | 23.2 | 17.0 | 12.0 | 0.5 | 3.5 | S/D | S/D | 9.0 | 9.4 | 12.2 | 18.4 | 23.2 |
| 1979 | 13.0 | 9.7 | 16.0 | 10.4 | 3.2 | 0.7 | 7.8 | 11.2 | 5.7 | 8.0 | 6.5 | 6.5 | 16.0 |
| 1980 | 13.8 | 12.0 | 18.2 | 5.0 | 7.2 | 19.6 | 1.4 | 4.0 | 11.2 | 17.0 | 18.2 | 9.6 | 19.6 |
| 1981 | 18.2 | 19.5 | 14.3 | 11.2 | 0.5 | 3.4 | S/D | 15.8 | 13.0 | 15.2 | 19.5 | 19.9 | 19.9 |
| 1982 | 38.0 | 34.5 | 12.6 | 11.0 | 1.3 | 11.6 | S/D | 8.0 | 6.0 | 14.5 | 26.0 | 10.4 | 38.0 |
| 1983 | 16.4 | 16.4 | 10.2 | 9.5 | 1.4 | 4.4 | 5.2 | 6.4 | 14.2 | 24.4 | 6.4 | 11.8 | 24.4 |
| 1984 | 29.0 | 14.6 | 16.0 | 3.8 | S/D | 11.4 | 2.4 | 2.5 | 4.1 | 5.1 | 19.7 | 16.4 | 29.0 |
| 1985 | 18.0 | 8.5 | 8.8 | 10.5 | S/D | 1.5 | 1.6 | S/D | 6.9 | 3.2 | 7.8 | 17.5 | 18.0 |
| 1986 | 11.5 | 14.6 | 16.0 | 16.5 | 4.5 | S/D | 2.5 | 5.0 | 8.0 | 7.2 | 15.7 | 13.5 | 16.5 |
| 1987 | 24.2 | 6.4 | 11.1 | 8.9 | 8.2 | 7.6 | 8.7 | 3.0 | 6.0 | 14.1 | 8.4 | 9.8 | 24.2 |
| 1988 | 19.3 | 22.4 | 15.3 | 23.0 | 4.0 | 2.5 | S/D | S/D | 11.0 | 5.0 | 17.0 | 13.3 | 23.0 |
| 1989 | 16.1 | 15.3 | 18.0 | 1.6 | 1.0 | 1.0 | S/D | 1.5 | 26.0 | 11.0 | 3.5 | 19.5 | 26.0 |
| 1990 | 23.0 | 0.9 | 0.3 | 8.0 | S/D | S/D | S/D | 1.0 | 3.3 | 0.8 | 20.0 | 30.5 | 30.5 |
| 1991 | 15.5 | 12.0 | 19.5 | 9.4 | 2.4 | 16.5 | S/D | 8.0 | 8.5 | 8.0 | 16.8 | 7.5 | 19.5 |
| 1992 | S/D | S/D | 19.5 | 12.0 | S/D | 6.0 | 4.0 | 10.0 | 3.0 | 9.0 | 10.5 | 3.5 | 19.5 |
| 1993 | 17.5 | 40.5 | 11.5 | 7.0 | 6.5 | 3.5 | 7.0 | 8.5 | 10.0 | 7.0 | 12.0 | 20.5 | 40.5 |
| 1994 | 23.3 | 23.5 | 19.4 | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | 4.0 | 6.8 | 15.5 | 17.5 | 23.5 |
| 1995 | 42.0 | 37.9 | 24.5 | 6.8 | 11.2 | 0.0 | 1.2 | 5.6 | 2.4 | 16.2 | 19.8 | 12.0 | 42.0 |
| 1996 | 11.2 | 14.1 | 29.0 | 19.5 | 1.4 | 0.0 | 0.0 | 4.5 | 9.5 | 7.9 | 11.2 | 12.5 | 29.0 |
| 1997 | 22.2 | 22.1 | 23.2 | 4.8 | 1.7 | 0.0 | 2.0 | 8.3 | 11.0 | 5.6 | 13.2 | 20.5 | 23.2 |
| 1998 | 24.5 | 27.3 | 17.8 | 2.8 | 0.4 | 2.7 | 0.0 | 1.5 | 16.8 | 13.0 | 10.7 | 14.4 | 27.3 |
| 1999 | 20.8 | 20.1 | 11.2 | 6.8 | 1.4 | 0.4 | 3.2 | 0.0 | 13.0 | 4.6 | 24.8 | 16.8 | 24.8 |
| 2000 | 25.6 | 35.2 | S/D | 2.4 | S/D | 5.6 | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | 35.2 |
| 2001 | 23.3 | S/D | 19.4 | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | 16.6 | 16.7 | 23.3 |
| 2002 | 27.6 | 16.9 | 19.2 | 4.4 | 7.4 | 3.2 | 7.0 | 3.6 | 18.1 | 4.7 | 11.8 | 22.5 | 27.6 |
| 2003 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 |
| 2007 | S/D | 23.5 | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | 11.2 | 17.0 | 17.5 | 23.5 |
| 2008 | 18.0 | 15.2 | 14.8 | 7.6 | 7.0 | 8.0 | 0.0 | 0.0 | 31.5 | 5.0 | 20.8 | 17.0 | 31.5 |
| 2009 | 24.4 | 29.6 | 18.2 | 11.0 | 8.0 | 0.0 | 3.8 | 1.0 | 2.8 | 6.2 | 20.7 | S/D | 29.6 |
| 2010 | 24.4 | 24.5 | 17.7 | 7.2 | 9.1 | 0.0 | 0.7 | 6.0 | 11.3 | 13.1 | 11.6 | S/D | 24.5 |
| 2011 | 20.5 | 46.7 | 18.7 | 10.6 | 10.1 | 0.3 | 5.7 | 0.6 | 11.9 | 10.3 | 19.4 | 10.3 | 46.7 |
| 2012 | 12.8 | 19.0 | 24.7 | 19.1 | 1.8 | 9.6 | 1.6 | 1.6 | 11.6 | 13.9 | 13.4 | 17.8 | 24.7 |
| MAXIMA | 42.0 | 46.7 | 32.0 | 26.0 | 16.7 | 19.6 | 16.7 | 16.7 | 31.5 | 24.4 | 26.0 | 30.5 | 46.7 |

*** FUENTE OFICINA CENTRAL DE HIDROMETEOROLOGIA GRA-PERC

*** APARTIR DEL AÑO 2011 SE REGISTRA CON LA ESTACION METEOROLOGICA LATITUD 13°09' S

LONGITUD 74°12' W

ALTITUD 2735 m snm

3.3.3.3 CURVAS INTENSIDAD DURACIÓN FRECUENCIA POR EL METODO

FREDERICH BELL

- Con este método se calculó las precipitaciones a partir de los registros de precipitaciones máximas diarias y se obtiene mediante un análisis de frecuencia, Mediante la expresión matemática de Frederich Bell,

- Los procedimientos para el cálculo de p_{24}^{10} , se calcularon mediante la formula empírica de DISTRIBUCIÓN GUMBEL.

A. CÁLCULO DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS Y DURACIÓN DE 60 MINUTOS. p_{24}^{10}

A.1 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

PRUEBA DE SMIRNOV-KOLMOGOROV

La prueba de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, consistió en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo es decir la Δ max.

B. PARAMETROS DE DISTRIBUCION DE GUMBEL

- Se realizó las pruebas de bondad de ajuste para diversos métodos empíricos como Gumbel, Log Pearson tipo III y Log Gumbel, de las cuales se comprobó estadísticamente que la distribución Gumbel es la que se ajusta más.

- Los procedimientos para el cálculo de p_{24}^{10} se hicieron mediante la fórmula empírica de DISTRIBUCIÓN GUMBEL. Con la función de distribución acumulada Gumbel, donde se calculó el valor de la precipitación.

3.3.3.4 CURVAS INTENSIDAD DURACIÓN FRECUENCIA POR EL METODO IILA SENAMHI-UNI

- Se calculó con la ecuación IILA SENAMHI de duración de tormentas menores a 3 horas.
- Se usó las tablas para el cálculo de parámetros regionales ubicado en región hidrológica 123₉. y Los ajustes de las intensidades máximas con la ecuación planteada por Talbot.

A. ECUACIÓN DE TALBOT

La ecuación de Talbot se utilizó para calcular los datos de intensidad y el método de mínimos cuadrados para diferentes duraciones y periodos de retornos. Para facilitar las lecturas a las curvas I-D-F.

B. AJUSTE DE LOS VALORES DE LA CURVA I-D-F A LA ECUACIÓN PLANTEADA POR TALBOT

La Fórmula propuesta por Talbot que relaciona la intensidad máxima y la duración para un periodo de retorno según las formulas Aplicando los métodos de los mínimos cuadrados se obtiene los valores de a_1, b_1 , a partir de las ecuaciones según lo descrito en la revisión bibliográfica.

3.3.3.5 CÁLCULO DE INTENSIDAD

Mediante los cálculos de las curvas I-D-F y los tiempos de concentración de los cauces principales de cada sector urbano. Se obtuvo las intensidades máximas en (mm/hora), para un tiempo de retorno de 10 años, con las lecturas correspondientes con el tiempo de concentración (min).

3.3.3.6 CÁLCULO DE COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

- Se determinó el coeficiente de escorrentía en cada sector urbano mediante los recorridos de campo en el distrito de San Juan Bautista, mediante plano catastral y fotos satelitales mediante el Google Earth.
- Se determinó los porcentajes de áreas de los techos de las viviendas, las calles y las áreas libres destinados a áreas verdes, parques, etc. Utilizando la tabla según el **Reglamento Nacional de edificaciones 2009, norma técnica OS.060, Tabla 1b.** para un tiempo de retorno de 10 años.

3.3.3.7 CÁLCULO DE CAUDAL MÁXIMO O CAUDAL DE DISEÑO

Los cálculos de caudales máximos para cada sector urbano, se realizó mediante el método racional y estos caudales máximos o de diseño servirán para los diseños colectores pluviales en cada tramo determinado para cada sector.

3.3.4 SIMULACIÓN Y CÁLCULO DE CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO CON EL PROGRAMA HEC HMS

Para la simulación hidráulica con el programa HEC HMS. Se necesitó las siguientes características.

A. DATOS DE LOS SECTORES DE INTERES

Los datos necesarios para almacenar al programa son:

- Área de la cuenca en km².

- Datos pluviométricos de tormentas con intensidades máximas, en este caso se obtuvo mediante el método del bloque alterno, para un tiempo de retorno de 10 años según el diseño de drenaje pluvial..

- Esquema del modelo de los sectores en estudio.

B. TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA EN ESCORRENTIA

En este estudio los sectores de interés donde se usó dos métodos incluidos en la simulación hidráulica.

1. METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SCS

Este método es el más recomendado en nuestra zona, por la tanto tendremos que tener los datos del Tlg es tiempo de retraso en horas o el tiempo pico de caudal en horas en cada afluente. Para ello se necesita datos de tiempo concentración TC, y luego calcular el Tlag.

2. METODO DEL NUMERO DE CURVA SCS

Los valores de curva se cada sector se obtuvieron para condiciones futuras, suponiendo que todas las calles en su totalidad lleven un tipo de pavimento flexible o rígido y según tipo de suelo. Para los sectores en estudio el cálculo del número de curva o CN mediante la tabla N° 01. La abstracción inicial y la impermeabilidad de acuerdo al porcentaje de áreas impermeabilizadas.

C. CALCULO DE HIETOGRAMA DE DISEÑO

Este Hietograma se realizó por el método de bloque alterno por lo cual se utilizara las intensidades máximas obtenidas por las curvas IDF, por el método Frederich bell.

3.3.5 DISEÑO HIDRAULICO

El diseño de las estructuras hidráulica serán fundamental para la evacuación de las aguas pluviales estas estructuras tendrán dimensiones de acuerdo al caudal de diseño y la longitud transitada del cauce principal de cada sector urbano o canal de evacuación para las aguas pluviales.

El estudio hidráulico de un sector urbano determino los parámetros hidráulicos como el caudal, velocidad, dimensión, número de flujo, energía entre otras características.



Fotografía N° 06: Medición de las dimensiones de las calles principales.

3.3.5.1 DISEÑO DE COLECTORES

A. CRITERIOS DE VARIABLES HIDRÁULICAS DE INTERÉS

Las variables hidráulicas de interés de aquellas características del flujo cuya determinación es básica para fines de diseño y de funcionamiento hidráulico. Entre las variables hidráulicas más importantes se calculó la velocidad media del flujo (velocidad en lo sucesivo), el gasto y, el tirante del flujo es decir un flujo no permanente uniforme, con superficie libre cerrado que el transcurso del agua pluvial será por la pendiente que existe en el cauce principal. Para su cálculo requirió el uso de ciertos parámetros hidráulicos básicos relativos a una sección transversal. En el estudio realizado se tomó como diseño de colectores una dimensión geométricas del canal serán necesarias en el estudio se tomaron en cuenta dimensiones geométricas rectangulares sus las formulas hidráulicas descritas en la revisión bibliográfica.



Figura N° 17: Descripción del colector a través de flujos de agua pluvial en las calles urbanas.

C. CÁLCULO DE LA VELOCIDAD

Con la ecuación de Manning se determinó la velocidad para la cual necesitaremos los datos geométricos del canal, la pendiente y el coeficiente de rugosidad de Manning.

D. VELOCIDAD LIMITE

Los límites de las velocidades, máximas y mínimas que se calculó para el diseño hidráulico de los colectores, fue con la finalidad de evitar la sedimentación de las partículas sólidas como grava, arena entre otros. Todas estas partículas son transportadas con agua de lluvia. La velocidad mínima serían las encargadas de la auto limpieza del colector, así como las velocidades máximas no deben dañar o desgastar las paredes de la infraestructura del colector, Mediante la acción del movimiento del agua.

E. VELOCIDAD MÍNIMA

No existen criterios para fijar el valor mínimo de la velocidad en los colectores de aguas pluviales, pero si existe normas que dan el valor de referencia y deben cumplirlas y no deben ser menores a 0.90 m/seg.

F. VELOCIDAD MÁXIMA

La velocidad máxima aceptada y permisible en un colector, se fijó para evitar la acción erosiva del agua por su poder erosivo al desarrollar altas velocidades dentro de los colectores. El poder erosivo del agua sobre las tuberías o estructuras de concreto depende de la velocidad, de la calidad de agua y de las características del material de arrastre por el agua.

G. CÁLCULO DE LA ENERGÍA

La ecuación de la energía específica de una sección determinada de un canal es igual a la suma del tirante, la energía de la velocidad y la elevación de fondo con respecto a un plano horizontal de referencia arbitrariamente escogido. La energía específica en una sección rectangular.

H. CÁLCULO DE NUMERO DE FROUDE Y TIPO DE FLUJO

El cálculo de número de Froude se realizó para saber el nivel de energía, donde El flujo del agua con superficie libre también puede ser clasificado de acuerdo al nivel de energía contenido en el propio flujo. Así, pueden establecerse tres tipos de flujo: subcrítico, crítico o supercrítico. Para diferenciarlos se emplea el parámetro adimensional conocido como número de Froude:

La ecuación anterior representa una relación entre las fuerzas debidas a la inercia (numerador) y a la gravedad (denominador). Si ambas son iguales, $F = 1$, y el flujo se define como crítico. En caso de que dominen las fuerzas debidas a la inercia del flujo ($F > 1$) el flujo es supercrítico, y por último, si tienen mayor influencia las fuerzas debidas a la gravedad ($F < 1$) y el flujo es considerado como subcrítico.

3.3.5.2 DISEÑO DE SUMIDEROS O REJILLAS DE CAPTACIÓN

La ubicación de los sumideros dependió del caudal, pendiente y la ubicación geométrica de enlaces e intersecciones, ancho de flujo permisible del sumidero, volumen de residuos sólidos, acceso vehicular y de peatones.

En general los sumideros deben ponerse en los puntos bajos. Su ubicación normal es en las esquinas de cruce de calles, cuando las manzanas tienen grandes dimensiones se colocaran sumideros intermedios.

Cuando el flujo de la cuneta es pequeño y el tránsito de vehículos y de peatones es de poca consideración, la corriente puede conducirse a través de la intersección mediante una cuneta, hasta un sumidero ubicado aguas debajo del cruce.

Por razones de economía se recomendó ubicar los sumideros en la cercanía de alcantarillas y conductos de desagüe del sistema de drenaje pluvial.

Las elecciones del tipo de sumideros dependerá de las condiciones hidráulicas, económicas y de ubicación y puede ser dividido en tres tipos cada uno con muchas variaciones

Diseños hidráulicos

Se tuvo en cuenta las siguientes variables:

- Perfil de la pendiente
- Pendiente transversal de cunetas con soleras
- Depresiones locales.
- Retención de residuos solidos
- Altura de diseño de la superficie de aguas dentro del sumidero
- Pendiente de los sumideros
- Coeficiente de rugosidad de la superficie de la cuneta.

Para el análisis de este tipo de flujo variado especialmente, se aplicó el principio de energía la energía total es:

Donde $-dQ/dx=$ es la descarga extraída a lo largo de una longitud dx de la reja.

Cuando la dirección del flujo a través de las aberturas de las rejillas es casi vertical, se considera que no exista pérdida y así la altura efectiva sobre la reja es prácticamente igual a la energía específica "E".

Mostkow encontró que la relación de la pérdida de energía es aproximadamente igual a la altura de la velocidad del flujo para rejillas de pantalla perforadas. Puede asumirse que la altura efectiva sobre la reja es igual a la carga estática o la profundidad del flujo sobre la reja.

El valor de c del coeficiente de descarga a través de las aberturas de la reja, son valores determinados experimentalmente se encontró que para rejillas de barras paralelas y una pendiente horizontal de 1 % a 5% varía de 0.435 a 0.439 en zonas vehiculares, para la ubicación de las rejillas de captación se deben de

prever pendientes longitudinales y transversales a fin de facilitar la concentración del agua que incide sobre el pavimento.

Por lo general los sumideros se deben colocar en los puntos más bajos cuya ubicación principal normal es las esquinas de cruce de calles.

Los espaciamientos de la colocación de rejillas de captación se realizaron en lugares estratégicos o cada 100 metros.

3.3.5.3 DISEÑO DE DISIPADOR DE ENERGÍA

Para fines de evitar la socavación del cauce natural de la quebrada de Chaquihuaycco en las zonas de desfogue, se diseñó las estructuras encargadas de disipar la energía debido a la velocidad en el diseño de los colectores principalmente.

Se tuvieron en cuenta Las velocidades de los flujos de agua, Para la disipación de energía en los terminales de los colectores o en la zona de desfogue al cauce natural de la quebrada de Chaquihuaycco.

En este estudio se determinaron estanques amortiguadores de tipo impacto, que es una estructura amortiguadora del tipo impacto, que es una estructura amortiguadora efectiva, aun con tirante insuficiente en la descarga, este tipo de estructura efectiva, aun con tirante insuficiente en la descarga, este tipo de estructuras son efectivos para velocidades que no excedan los 9 m/seg y descargas no mayores a 11.5 m³/seg.

Para el funcionamiento correcto de la pantalla amortiguadora, el borde inferior del deflector debe colocarse al mismo nivel que el fondo del canal o tubo de llegada.

Los estanques amortiguadores o disipadores de energía, durante su funcionamiento están sujetos a grandes fuerzas dinámicas y turbulencias que deben considerarse para el diseño estructural, la estructura debe ser suficientemente estable para evitar las fallas por deslizamiento por empuje producidos por la carga de impacto.

IV. RESULTADOS

4.1 RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOMORFOLÓGICO DE LOS SECTORES URBANOS

- Mediante los diagnósticos de zonas vulnerables y necesarias para el diseño de drenaje pluvial, se delimitaron en 15 sectores urbanos afluentes a la quebrada Chaquihuaycco.

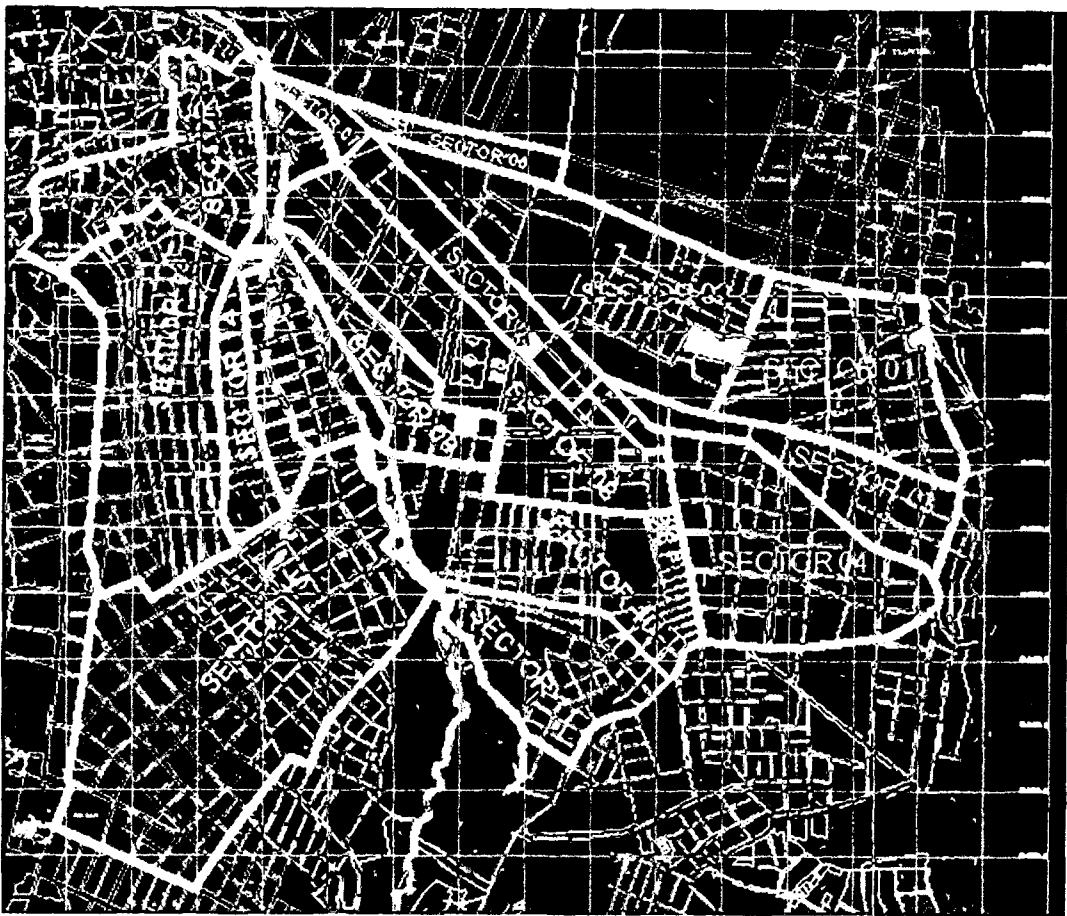


Figura N° 18: Delimitación de los sectores en estudio.

- Se determinó los datos geomorfológicos para cada sector para los cálculos hidrológicos y el diseño hidráulico de drenaje pluvial.

Cuadro N° 03: Resultado de Datos Geomorfologicos en los sectores en estudio.

| SECTORES | AREA (m2) | AREA (KM2) | LOGITUD DE CAUE (m) | LOGITUD DE CAUCE (km) | PERIMETRO L(m) | PERIMETRO L(KM) | COTA MAYOR (m) | COTA MENOR (m) | COTA MAYOR DEL CAUCE (m) | COTA MENOR DEL CAUCE (m) |
|----------|-----------|------------|----------------------|-----------------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | 295927.14 | 0.30 | 469.85 | 0.47 | 2328.71 | 2.33 | 2790 | 2745 | 2754 | 2745 |
| 2 | 402309.73 | 0.40 | 1298.90 | 1.30 | 3142.77 | 3.14 | 2745 | 2730 | 2745 | 2730 |
| 3 | 160155.17 | 0.16 | 1151.03 | 1.15 | 2933.26 | 2.93 | 2798 | 2758 | 2790 | 2758 |
| 4 | 357962.91 | 0.36 | 1226.65 | 1.23 | 3045.15 | 3.05 | 2828 | 2757 | 2797 | 2757 |
| 5 | 136843.53 | 0.14 | 1022.80 | 1.02 | 2314.79 | 2.31 | 2760 | 2730 | 2758 | 2730 |
| 6 | 57086.11 | 0.06 | 725.45 | 0.73 | 1578.07 | 1.58 | 2740 | 2723 | 2736 | 2723 |
| 7 | 27862.52 | 0.03 | 478.67 | 0.48 | 869.5353 | 0.87 | 2730 | 2720 | 2730 | 2720 |
| 8 | 375132.28 | 0.38 | 967.51 | 0.97 | 3708.96 | 3.71 | 2786 | 2725 | 2755 | 2725 |
| 9 | 134575.55 | 0.13 | 699.12 | 0.70 | 2265.57 | 2.27 | 2768 | 2727 | 2755 | 2727 |
| 10 | 319946.48 | 0.32 | 391.95 | 0.39 | 3015.10 | 3.02 | 2830 | 2760 | 2765 | 2760 |
| 11 | 200583.37 | 0.20 | 819.10 | 0.82 | 1991.36 | 1.99 | 2853 | 2787 | 2833 | 2787 |
| 12 | 249595.73 | 0.25 | 650.50 | 0.65 | 2691.87 | 2.69 | 2865 | 2718 | 2743 | 2718 |
| 13 | 429818.85 | 0.43 | 992.37 | 0.99 | 3414.65 | 3.41 | 2865 | 2729 | 2794 | 2729 |
| 14 | 96420.02 | 0.10 | 795.59 | 0.80 | 2261.30 | 2.26 | 2795 | 2730 | 2770 | 2730 |
| 15 | 797758.28 | 0.80 | 727.47 | 0.73 | 4126.43 | 4.13 | 2913 | 2760 | 2795 | 2760 |

4.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO

4.2.1 ANALISIS DE LA PRECIPITACIÓN MAXIMA EN 24 HORAS

- En el análisis de Los datos de precipitación máxima en 24 horas. Consistió en seleccionaron las máximas precipitaciones que ocurrieron para cada año, en un mes y un día determinado. Como se muestra en el cuadro siguiente.

Cuadro N° 04: Registro de datos de precipitación máxima en 24 horas (mm).

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | MAX |
|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1970 | 26.0 | 21.0 | 18.0 | 19.8 | 6.5 | 1.0 | 9.2 | S/D | 15.0 | 5.5 | 13.6 | 29.0 | 29.0 |
| 1971 | 28.0 | 46.6 | 19.2 | 13.5 | 0.6 | 5.3 | 0.7 | 2.5 | 9.2 | 8.0 | 16.0 | 16.0 | 46.6 |
| 1972 | 20.2 | 7.6 | 13.0 | 12.2 | 1.0 | S/D | 15.0 | 5.0 | 10.3 | 10.0 | 7.5 | 11.2 | 20.2 |
| 1973 | 20.3 | 16.5 | 32.0 | 26.0 | S/D | 2.2 | 3.8 | 13.0 | 9.8 | 9.5 | 21.0 | 25.0 | 32.0 |
| 1974 | 15.5 | 26.0 | 21.0 | 6.2 | 1.0 | 9.7 | S/D | 10.0 | 7.0 | 7.0 | 2.6 | 4.0 | 26.0 |
| 1975 | 23.0 | 15.5 | 15.2 | 7.0 | 6.0 | 2.0 | 0.8 | 12.2 | 7.2 | 13.0 | 15.0 | 12.0 | 23.0 |
| 1976 | 24.0 | 24.0 | 30.5 | 18.5 | 8.0 | 8.0 | 2.3 | 1.0 | 9.5 | 8.5 | 4.0 | 8.0 | 30.5 |
| 1977 | 11.5 | 20.0 | 7.2 | 9.8 | 6.0 | S/D | 4.5 | 2.5 | 4.2 | 1.5 | 26.0 | 7.5 | 26.0 |
| 1978 | 16.8 | 23.2 | 17.0 | 12.0 | 0.5 | 3.5 | S/D | S/D | 9.0 | 9.4 | 12.2 | 18.4 | 23.2 |
| 1979 | 13.0 | 9.7 | 16.0 | 10.4 | 3.2 | 0.7 | 7.8 | 11.2 | 5.7 | 8.0 | 6.5 | 6.5 | 16.0 |
| 1980 | 13.8 | 12.0 | 18.2 | 5.0 | 7.2 | 19.6 | 1.4 | 4.0 | 11.2 | 17.0 | 18.2 | 9.6 | 19.6 |
| 1981 | 18.2 | 19.5 | 14.3 | 11.2 | 0.5 | 3.4 | S/D | 15.8 | 13.0 | 15.2 | 19.5 | 19.9 | 19.9 |
| 1982 | 38.0 | 34.5 | 12.6 | 11.0 | 1.3 | 11.6 | S/D | 8.0 | 6.0 | 14.5 | 26.0 | 10.4 | 38.0 |
| 1983 | 16.4 | 16.4 | 10.2 | 9.5 | 1.4 | 4.4 | 5.2 | 6.4 | 14.2 | 24.4 | 6.4 | 11.8 | 24.4 |
| 1984 | 29.0 | 14.6 | 16.0 | 3.8 | S/D | 11.4 | 2.4 | 2.5 | 4.1 | 5.1 | 19.7 | 16.4 | 29.0 |
| 1985 | 18.0 | 8.5 | 8.8 | 10.5 | S/D | 1.5 | 1.6 | S/D | 6.9 | 3.2 | 7.8 | 17.5 | 18.0 |
| 1986 | 11.5 | 14.6 | 16.0 | 16.5 | 4.5 | S/D | 2.5 | 5.0 | 8.0 | 7.2 | 15.7 | 13.5 | 16.5 |
| 1987 | 24.2 | 6.4 | 11.1 | 8.9 | 8.2 | 7.6 | 8.7 | 3.0 | 6.0 | 14.1 | 8.4 | 9.8 | 24.2 |
| 1988 | 19.3 | 22.4 | 15.3 | 23.0 | 4.0 | 2.5 | S/D | S/D | 11.0 | 5.0 | 17.0 | 13.3 | 23.0 |
| 1989 | 16.1 | 15.3 | 18.0 | 1.6 | 1.0 | 1.0 | S/D | 1.5 | 26.0 | 11.0 | 3.5 | 19.5 | 26.0 |
| 1990 | 23.0 | 0.9 | 0.3 | 8.0 | S/D | S/D | S/D | 1.0 | 3.3 | 0.8 | 20.0 | 30.5 | 30.5 |
| 1991 | 15.5 | 12.0 | 19.5 | 9.4 | 2.4 | 16.5 | S/D | 8.0 | 8.5 | 8.0 | 16.8 | 7.5 | 19.5 |
| 1992 | S/D | S/D | 19.5 | 12.0 | S/D | 6.0 | 4.0 | 10.0 | 3.0 | 9.0 | 10.5 | 3.5 | 19.5 |
| 1993 | 17.5 | 40.5 | 11.5 | 7.0 | 6.5 | 3.5 | 7.0 | 8.5 | 10.0 | 7.0 | 12.0 | 20.5 | 40.5 |
| 1994 | 23.3 | 23.5 | 19.4 | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | 4.0 | 6.8 | 15.5 | 17.5 | 23.5 |
| 1995 | 42.0 | 37.9 | 24.5 | 6.8 | 11.2 | 0.0 | 1.2 | 5.6 | 2.4 | 16.2 | 19.8 | 12.0 | 42.0 |
| 1996 | 11.2 | 14.1 | 29.0 | 19.5 | 1.4 | 0.0 | 0.0 | 4.5 | 9.5 | 7.9 | 11.2 | 12.5 | 29.0 |
| 1997 | 22.2 | 22.1 | 23.2 | 4.8 | 1.7 | 0.0 | 2.0 | 8.3 | 11.0 | 5.6 | 13.2 | 20.5 | 23.2 |
| 1998 | 24.5 | 27.3 | 17.8 | 2.8 | 0.4 | 2.7 | 0.0 | 1.5 | 16.8 | 13.0 | 10.7 | 14.4 | 27.3 |
| 1999 | 20.8 | 20.1 | 11.2 | 6.8 | 1.4 | 0.4 | 3.2 | 0.0 | 13.0 | 4.6 | 24.8 | 16.8 | 24.8 |
| 2000 | 25.6 | 35.2 | S/D | 2.4 | S/D | 5.6 | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | 35.2 |
| 2001 | 23.3 | S/D | 19.4 | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | 16.6 | 16.7 | 23.3 |
| 2002 | 27.6 | 16.9 | 19.2 | 4.4 | 7.4 | 3.2 | 7.0 | 3.6 | 18.1 | 4.7 | 11.8 | 22.5 | 27.6 |
| 2003 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 | 16.7 |
| 2007 | S/D | 23.5 | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | S/D | 11.2 | 17.0 | 17.5 | 23.5 |
| 2008 | 18.0 | 15.2 | 14.8 | 7.6 | 7.0 | 8.0 | 0.0 | 0.0 | 31.5 | 5.0 | 20.8 | 17.0 | 31.5 |
| 2009 | 24.4 | 29.6 | 18.2 | 11.0 | 8.0 | 0.0 | 3.8 | 1.0 | 2.8 | 6.2 | 20.7 | S/D | 29.6 |
| 2010 | 24.4 | 24.5 | 17.7 | 7.2 | 9.1 | 0.0 | 0.7 | 6.0 | 11.3 | 13.1 | 11.6 | S/D | 24.5 |
| 2011 | 20.5 | 46.7 | 18.7 | 10.6 | 10.1 | 0.3 | 5.7 | 0.6 | 11.9 | 10.3 | 19.4 | 10.3 | 46.7 |
| 2012 | 12.8 | 19.0 | 24.7 | 19.1 | 1.8 | 9.6 | 1.6 | 1.6 | 11.6 | 13.9 | 13.4 | 17.8 | 24.7 |
| MAXIMA | 42.0 | 46.7 | 32.0 | 26.0 | 16.7 | 19.6 | 16.7 | 16.7 | 31.5 | 24.4 | 26.0 | 30.5 | 46.7 |

4.2.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO MEDIANTE DISTRIBUCIONES CON EL PROGRAMA HIDROESTA

4.2.2.1 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL

Cálculos del ajuste Smirnov kolmogorov.

| m | X | P(X) | G(Y) Ordinario | G(Y) Mom Lineal | Delta |
|----|------|--------|----------------|-----------------|--------|
| 1 | 16.0 | 0.0244 | 0.0308 | 0.0321 | 0.0064 |
| 2 | 16.5 | 0.0488 | 0.0408 | 0.0423 | 0.0080 |
| 3 | 16.7 | 0.0732 | 0.0453 | 0.0469 | 0.0279 |
| 4 | 18.0 | 0.0976 | 0.0832 | 0.0852 | 0.0144 |
| 5 | 19.5 | 0.1220 | 0.1448 | 0.1471 | 0.0228 |
| 6 | 19.5 | 0.1463 | 0.1448 | 0.1471 | 0.0016 |
| 7 | 19.6 | 0.1707 | 0.1495 | 0.1518 | 0.0212 |
| 8 | 19.9 | 0.1951 | 0.1641 | 0.1664 | 0.0310 |
| 9 | 20.2 | 0.2195 | 0.1794 | 0.1817 | 0.0401 |
| 10 | 23.0 | 0.2439 | 0.3419 | 0.3435 | 0.0980 |
| 11 | 23.0 | 0.2683 | 0.3419 | 0.3435 | 0.0736 |
| 12 | 23.2 | 0.2927 | 0.3542 | 0.3557 | 0.0616 |
| 13 | 23.2 | 0.3171 | 0.3542 | 0.3557 | 0.0372 |
| 14 | 23.3 | 0.3415 | 0.3604 | 0.3619 | 0.0190 |
| 15 | 23.5 | 0.3659 | 0.3728 | 0.3742 | 0.0069 |
| 16 | 23.5 | 0.3902 | 0.3728 | 0.3742 | 0.0175 |
| 17 | 24.2 | 0.4146 | 0.4159 | 0.4170 | 0.0013 |
| 18 | 24.4 | 0.4390 | 0.4282 | 0.4292 | 0.0108 |
| 19 | 24.5 | 0.4634 | 0.4343 | 0.4352 | 0.0291 |
| 20 | 24.7 | 0.4878 | 0.4464 | 0.4473 | 0.0414 |
| 21 | 24.8 | 0.5122 | 0.4525 | 0.4533 | 0.0597 |
| 22 | 26.0 | 0.5366 | 0.5230 | 0.5233 | 0.0136 |
| 23 | 26.0 | 0.5610 | 0.5230 | 0.5233 | 0.0380 |
| 24 | 26.0 | 0.5854 | 0.5230 | 0.5233 | 0.0624 |
| 25 | 27.3 | 0.6098 | 0.5939 | 0.5938 | 0.0158 |
| 26 | 27.6 | 0.6341 | 0.6093 | 0.6091 | 0.0248 |
| 27 | 29.0 | 0.6585 | 0.6760 | 0.6754 | 0.0175 |
| 28 | 29.0 | 0.6829 | 0.6760 | 0.6754 | 0.0069 |
| 29 | 29.0 | 0.7073 | 0.6760 | 0.6754 | 0.0313 |
| 30 | 29.6 | 0.7317 | 0.7019 | 0.7011 | 0.0298 |
| 31 | 30.5 | 0.7561 | 0.7377 | 0.7367 | 0.0184 |
| 32 | 30.5 | 0.7805 | 0.7377 | 0.7367 | 0.0428 |
| 33 | 31.5 | 0.8049 | 0.7732 | 0.7722 | 0.0317 |
| 34 | 32.0 | 0.8293 | 0.7894 | 0.7883 | 0.0399 |
| 35 | 35.2 | 0.8537 | 0.8710 | 0.8699 | 0.0173 |
| 36 | 38.0 | 0.8780 | 0.9174 | 0.9164 | 0.0393 |
| 37 | 40.5 | 0.9024 | 0.9449 | 0.9441 | 0.0425 |
| 38 | 42.0 | 0.9268 | 0.9569 | 0.9562 | 0.0301 |
| 39 | 46.6 | 0.9512 | 0.9799 | 0.9794 | 0.0287 |
| 40 | 46.7 | 0.9756 | 0.9802 | 0.9798 | 0.0046 |

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0980, es menor que el delta tabular 0.2150. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

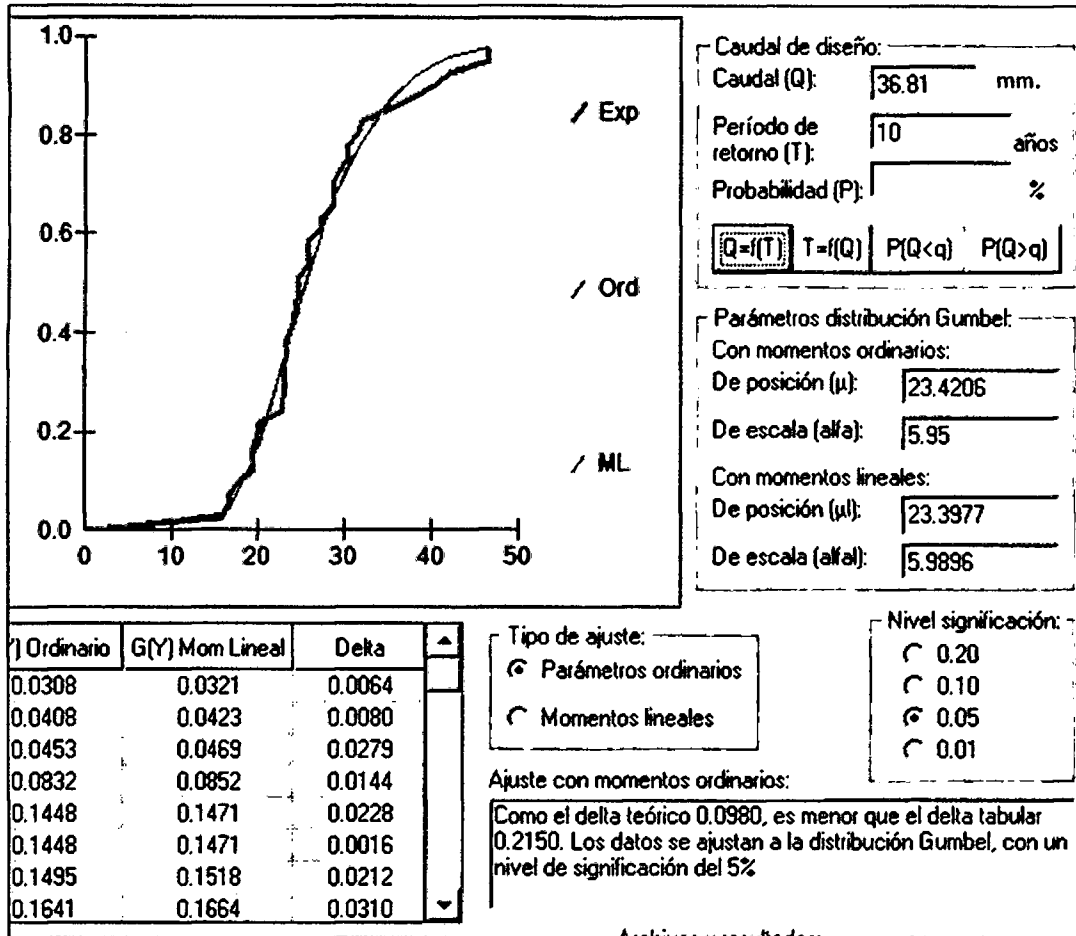


Figura N° 19: Cálculo gráfico y estadístico con el programa Hidroestás método distribución Gumbel.

4.2.2.2 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III

Cálculos del ajuste Smirnov-Kolmogorov:

| m | X | P(X) | G(Y) Ordinario | G(Y) Mom Lineal | Delta |
|----|------|--------|----------------|-----------------|--------|
| 1 | 16.0 | 0.0244 | 0.0226 | 0.0197 | 0.0018 |
| 2 | 16.5 | 0.0488 | 0.0321 | 0.0292 | 0.0166 |
| 3 | 16.7 | 0.0732 | 0.0366 | 0.0337 | 0.0366 |
| 4 | 18.0 | 0.0976 | 0.0753 | 0.0735 | 0.0222 |
| 5 | 19.5 | 0.1220 | 0.1404 | 0.1413 | 0.0185 |
| 6 | 19.5 | 0.1463 | 0.1404 | 0.1413 | 0.0059 |
| 7 | 19.6 | 0.1707 | 0.1455 | 0.1466 | 0.0252 |
| 8 | 19.9 | 0.1951 | 0.1610 | 0.1628 | 0.0341 |
| 9 | 20.2 | 0.2195 | 0.1772 | 0.1796 | 0.0423 |
| 10 | 23.0 | 0.2439 | 0.3476 | 0.3545 | 0.1037 |
| 11 | 23.0 | 0.2683 | 0.3476 | 0.3545 | 0.0793 |
| 12 | 23.2 | 0.2927 | 0.3604 | 0.3674 | 0.0677 |
| 13 | 23.2 | 0.3171 | 0.3604 | 0.3674 | 0.0433 |
| 14 | 23.3 | 0.3415 | 0.3667 | 0.3738 | 0.0253 |
| 15 | 23.5 | 0.3659 | 0.3794 | 0.3867 | 0.0136 |
| 16 | 23.5 | 0.3902 | 0.3794 | 0.3867 | 0.0108 |
| 17 | 24.2 | 0.4146 | 0.4236 | 0.4310 | 0.0090 |
| 18 | 24.4 | 0.4390 | 0.4360 | 0.4435 | 0.0030 |
| 19 | 24.5 | 0.4634 | 0.4422 | 0.4497 | 0.0212 |
| 20 | 24.7 | 0.4878 | 0.4546 | 0.4620 | 0.0333 |
| 21 | 24.8 | 0.5122 | 0.4607 | 0.4681 | 0.0515 |
| 22 | 26.0 | 0.5366 | 0.5316 | 0.5385 | 0.0050 |
| 23 | 26.0 | 0.5610 | 0.5316 | 0.5385 | 0.0294 |
| 24 | 26.0 | 0.5854 | 0.5316 | 0.5385 | 0.0537 |
| 25 | 27.3 | 0.6098 | 0.6022 | 0.6079 | 0.0076 |
| 26 | 27.6 | 0.6341 | 0.6174 | 0.6228 | 0.0168 |
| 27 | 29.0 | 0.6585 | 0.6829 | 0.6867 | 0.0243 |
| 28 | 29.0 | 0.6829 | 0.6829 | 0.6867 | 0.0001 |
| 29 | 29.0 | 0.7073 | 0.6829 | 0.6867 | 0.0245 |
| 30 | 29.6 | 0.7317 | 0.7081 | 0.7112 | 0.0236 |
| 31 | 30.5 | 0.7561 | 0.7429 | 0.7449 | 0.0132 |
| 32 | 30.5 | 0.7805 | 0.7429 | 0.7449 | 0.0376 |
| 33 | 31.5 | 0.8049 | 0.7773 | 0.7782 | 0.0276 |
| 34 | 32.0 | 0.8293 | 0.7930 | 0.7933 | 0.0363 |
| 35 | 35.2 | 0.8537 | 0.8715 | 0.8694 | 0.0179 |
| 36 | 38.0 | 0.8780 | 0.9162 | 0.9130 | 0.0381 |
| 37 | 40.5 | 0.9024 | 0.9429 | 0.9394 | 0.0404 |
| 38 | 42.0 | 0.9268 | 0.9546 | 0.9511 | 0.0278 |
| 39 | 46.6 | 0.9512 | 0.9774 | 0.9745 | 0.0262 |
| 40 | 46.7 | 0.9756 | 0.9778 | 0.9748 | 0.0021 |

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.10372, es menor que el delta tabular 0.215. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%.

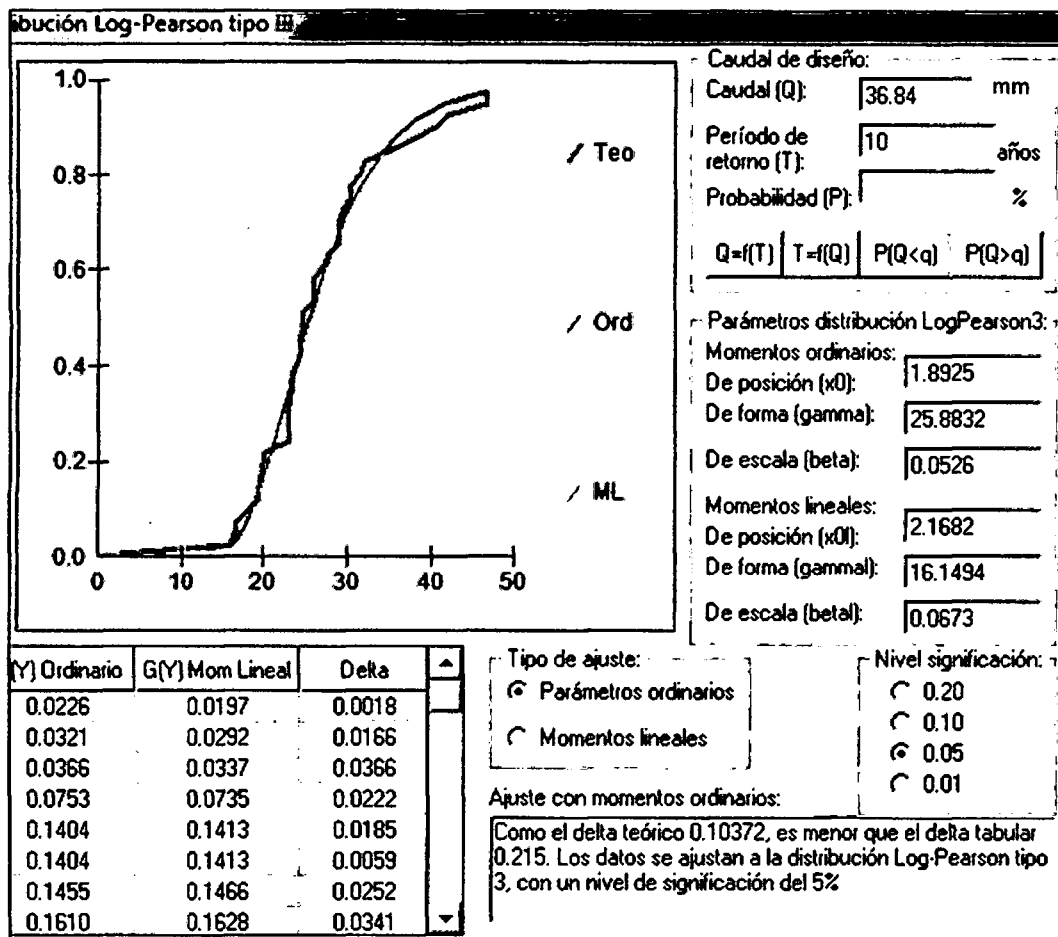


Figura N° 20: Cálculo gráfico y estadístico con el programa Hidroestas método log Pearson tipo III.

4.2.2.3 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL O DISTRIBUCIÓN DE FRÉCHET

Cálculos del ajuste Smirnov kolmogorov:

| m | X | P(X) | G(Y) Ordinario | G(Y) Mom Lineal | Delta |
|----|------|--------|----------------|-----------------|--------|
| 1 | 16.0 | 0.0244 | 0.0035 | 0.0061 | 0.0209 |
| 2 | 16.5 | 0.0488 | 0.0076 | 0.0119 | 0.0411 |
| 3 | 16.7 | 0.0732 | 0.0101 | 0.0151 | 0.0631 |
| 4 | 18.0 | 0.0976 | 0.0403 | 0.0510 | 0.0573 |
| 5 | 19.5 | 0.1220 | 0.1120 | 0.1272 | 0.0099 |
| 6 | 19.5 | 0.1463 | 0.1120 | 0.1272 | 0.0343 |
| 7 | 19.6 | 0.1707 | 0.1181 | 0.1334 | 0.0526 |
| 8 | 19.9 | 0.1951 | 0.1372 | 0.1528 | 0.0579 |
| 9 | 20.2 | 0.2195 | 0.1575 | 0.1730 | 0.0621 |
| 10 | 23.0 | 0.2439 | 0.3706 | 0.3798 | 0.1267 |
| 11 | 23.0 | 0.2683 | 0.3706 | 0.3798 | 0.1023 |
| 12 | 23.2 | 0.2927 | 0.3859 | 0.3944 | 0.0932 |
| 13 | 23.2 | 0.3171 | 0.3859 | 0.3944 | 0.0688 |
| 14 | 23.3 | 0.3415 | 0.3935 | 0.4016 | 0.0520 |
| 15 | 23.5 | 0.3659 | 0.4085 | 0.4159 | 0.0426 |
| 16 | 23.5 | 0.3902 | 0.4085 | 0.4159 | 0.0182 |
| 17 | 24.2 | 0.4146 | 0.4594 | 0.4645 | 0.0447 |
| 18 | 24.4 | 0.4390 | 0.4734 | 0.4778 | 0.0344 |
| 19 | 24.5 | 0.4634 | 0.4803 | 0.4844 | 0.0169 |
| 20 | 24.7 | 0.4878 | 0.4940 | 0.4974 | 0.0062 |
| 21 | 24.8 | 0.5122 | 0.5007 | 0.5039 | 0.0115 |
| 22 | 26.0 | 0.5366 | 0.5760 | 0.5758 | 0.0394 |
| 23 | 26.0 | 0.5610 | 0.5760 | 0.5758 | 0.0150 |
| 24 | 26.0 | 0.5854 | 0.5760 | 0.5758 | 0.0094 |
| 25 | 27.3 | 0.6098 | 0.6462 | 0.6431 | 0.0364 |
| 26 | 27.6 | 0.6341 | 0.6608 | 0.6571 | 0.0266 |
| 27 | 29.0 | 0.6585 | 0.7211 | 0.7155 | 0.0626 |
| 28 | 29.0 | 0.6829 | 0.7211 | 0.7155 | 0.0382 |
| 29 | 29.0 | 0.7073 | 0.7211 | 0.7155 | 0.0138 |
| 30 | 29.6 | 0.7317 | 0.7435 | 0.7373 | 0.0118 |
| 31 | 30.5 | 0.7561 | 0.7736 | 0.7667 | 0.0175 |
| 32 | 30.5 | 0.7805 | 0.7736 | 0.7667 | 0.0069 |
| 33 | 31.5 | 0.8049 | 0.8025 | 0.7952 | 0.0023 |
| 34 | 32.0 | 0.8293 | 0.8155 | 0.8079 | 0.0138 |
| 35 | 35.2 | 0.8537 | 0.8788 | 0.8713 | 0.0251 |
| 36 | 38.0 | 0.8780 | 0.9143 | 0.9075 | 0.0363 |
| 37 | 40.5 | 0.9024 | 0.9361 | 0.9301 | 0.0337 |
| 38 | 42.0 | 0.9268 | 0.9461 | 0.9405 | 0.0192 |
| 39 | 46.6 | 0.9512 | 0.9669 | 0.9626 | 0.0156 |
| 40 | 46.7 | 0.9756 | 0.9672 | 0.9630 | 0.0084 |

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1267, es menor que el delta tabular 0.2150. Los datos se ajustan a la distribución Log Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

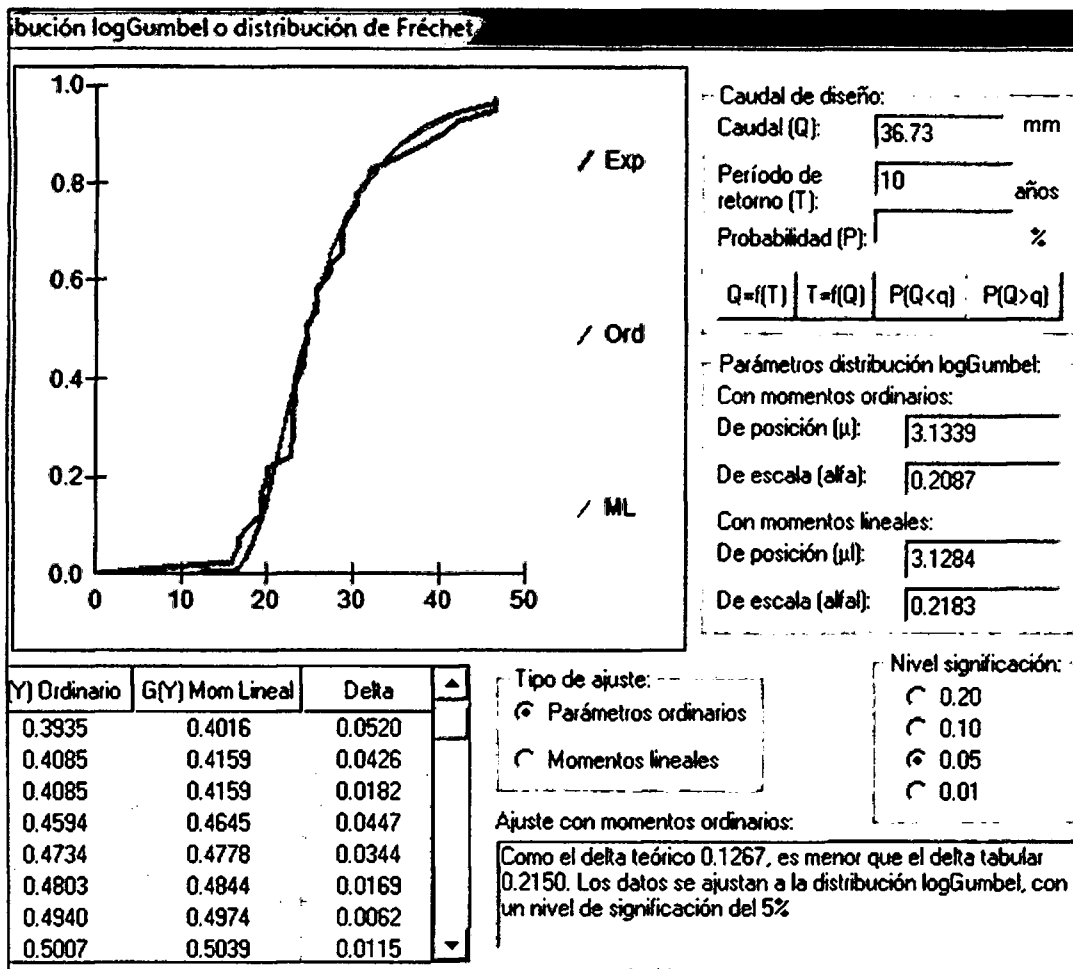


Figura Nº 21: Cálculo gráfico y estadístico con el programa Hidroestas método Log Gumbel III.

- La distribución que se ajusta más es la distribución Gumbel con un delta teórico 0.0980, que es menor que el delta tabular 0.2150. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

4.2.3 CÁLCULO DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA (I-D-F)

Para los cálculos de la curva I-D-F de cada sector urbano, se realizaron por 2 métodos que son: FREDERICH BELL e IILA- UNI- SENAMI.

Cada método tendrá sus procedimientos y el objetivo de obtener como resultado final, los caudales máximos o caudales de diseño.

4.2.3.1 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA POR EL MÉTODO FREDERICH BELL

Con este método se calculó las precipitaciones a partir de los registros de precipitaciones máximas diarias en 24 horas. Se obtendrá las intensidades para diferentes tipos frecuencia o tiempos de retorno.

A. CÁLCULO DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS Y DURACIÓN DE 24 HORAS. p_{24}^{10}

A.1 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

Se hará mediante la Prueba de Smirnov-Kolmogorov con el método de distribución Gumbel. para el cálculo de p_{24}^{10} .

Cuadro N° 05: Resultado de prueba de Smirnov-Kolmogorov con los datos PP max. de 24 horas (mm), mediante hoja de cálculo.

| m | PERIODO | PPmax.24hr | ORDEN | WEIBULL | EXPONENCIAL | | PROBABIL | PROB. ABS |
|----|---------|------------|-------|----------------|-------------|--------|----------|-----------------|
| | (Años) | x = (mm) | A - Z | $F(x)=m/(n+1)$ | b | a | f(x) | $ f(x) - F(x) $ |
| 1 | 1970 | 29.00 | 16.00 | 0.024 | 1.247 | -3.481 | 0.0308 | 0.0064 |
| 2 | 1971 | 46.60 | 16.50 | 0.049 | 1.163 | -3.200 | 0.0408 | 0.0080 |
| 3 | 1972 | 20.20 | 16.70 | 0.073 | 1.130 | -3.094 | 0.0453 | 0.0279 |
| 4 | 1973 | 32.00 | 18.00 | 0.098 | 0.911 | -2.487 | 0.0832 | 0.0144 |
| 5 | 1974 | 26.00 | 19.50 | 0.122 | 0.659 | -1.933 | 0.1447 | 0.0228 |
| 6 | 1975 | 23.00 | 19.50 | 0.146 | 0.659 | -1.933 | 0.1447 | 0.0016 |
| 7 | 1976 | 30.50 | 19.60 | 0.171 | 0.642 | -1.901 | 0.1495 | 0.0213 |
| 8 | 1977 | 26.00 | 19.90 | 0.195 | 0.592 | -1.807 | 0.1641 | 0.0310 |
| 9 | 1978 | 23.20 | 20.20 | 0.220 | 0.541 | -1.718 | 0.1794 | 0.0401 |
| 10 | 1979 | 16.00 | 23.00 | 0.244 | 0.071 | -1.073 | 0.3419 | 0.0980 |
| 11 | 1980 | 19.60 | 23.00 | 0.268 | 0.071 | -1.073 | 0.3419 | 0.0736 |
| 12 | 1981 | 19.90 | 23.20 | 0.293 | 0.037 | -1.038 | 0.3542 | 0.0615 |
| 13 | 1982 | 38.00 | 23.20 | 0.317 | 0.037 | -1.038 | 0.3542 | 0.0371 |
| 14 | 1983 | 24.40 | 23.30 | 0.341 | 0.020 | -1.021 | 0.3604 | 0.0189 |
| 15 | 1984 | 29.00 | 23.50 | 0.366 | -0.013 | -0.987 | 0.3728 | 0.0069 |
| 16 | 1985 | 18.00 | 23.50 | 0.390 | -0.013 | -0.987 | 0.3728 | 0.0175 |
| 17 | 1986 | 16.50 | 24.20 | 0.415 | -0.131 | -0.877 | 0.4159 | 0.0013 |
| 18 | 1987 | 24.20 | 24.40 | 0.439 | -0.165 | -0.848 | 0.4282 | 0.0109 |
| 19 | 1988 | 23.00 | 24.50 | 0.463 | -0.181 | -0.834 | 0.4342 | 0.0292 |
| 20 | 1989 | 26.00 | 24.70 | 0.488 | -0.215 | -0.807 | 0.4464 | 0.0414 |
| 21 | 1990 | 30.50 | 24.80 | 0.512 | -0.232 | -0.793 | 0.4524 | 0.0598 |
| 22 | 1991 | 19.50 | 26.00 | 0.537 | -0.433 | -0.648 | 0.5230 | 0.0136 |
| 23 | 1992 | 19.50 | 26.00 | 0.561 | -0.433 | -0.648 | 0.5230 | 0.0380 |
| 24 | 1993 | 40.50 | 26.00 | 0.585 | -0.433 | -0.648 | 0.5230 | 0.0624 |
| 25 | 1994 | 23.50 | 27.30 | 0.610 | -0.652 | -0.521 | 0.5939 | 0.0159 |
| 26 | 1995 | 42.00 | 27.60 | 0.634 | -0.702 | -0.495 | 0.6093 | 0.0248 |
| 27 | 1996 | 29.00 | 29.00 | 0.659 | -0.938 | -0.392 | 0.6760 | 0.0175 |
| 28 | 1997 | 23.20 | 29.00 | 0.683 | -0.938 | -0.392 | 0.6760 | 0.0069 |
| 29 | 1998 | 27.30 | 29.00 | 0.707 | -0.938 | -0.392 | 0.6760 | 0.0313 |
| 30 | 1999 | 24.80 | 29.60 | 0.732 | -1.038 | -0.354 | 0.7019 | 0.0298 |
| 31 | 2000 | 35.20 | 30.50 | 0.756 | -1.190 | -0.304 | 0.7376 | 0.0185 |
| 32 | 2001 | 23.30 | 30.50 | 0.780 | -1.190 | -0.304 | 0.7376 | 0.0428 |
| 33 | 2002 | 27.60 | 31.50 | 0.805 | -1.358 | -0.257 | 0.7732 | 0.0317 |
| 34 | 2003 | 16.70 | 32.00 | 0.829 | -1.442 | -0.236 | 0.7894 | 0.0399 |
| 35 | 2007 | 23.50 | 35.20 | 0.854 | -1.980 | -0.138 | 0.8710 | 0.0173 |
| 36 | 2008 | 31.50 | 38.00 | 0.878 | -2.450 | -0.086 | 0.9173 | 0.0393 |
| 37 | 2009 | 29.60 | 40.50 | 0.902 | -2.870 | -0.057 | 0.9449 | 0.0425 |
| 38 | 2010 | 24.50 | 42.00 | 0.927 | -3.123 | -0.044 | 0.9569 | 0.0301 |
| 39 | 2011 | 46.70 | 46.60 | 0.951 | -3.896 | -0.020 | 0.9799 | 0.0287 |
| 40 | 2012 | 24.70 | 46.70 | 0.976 | -3.912 | -0.020 | 0.9802 | 0.0046 |

| | | | | |
|---------------------|-----------|---------------|-----------------------------|----------------|
| NUMERO DE DATOS | n= | 40 | Δ max = | 0.0980 |
| PROMEDIO | \bar{X} | 26.855 | $\Delta\sigma$ = | 0.21503 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | Sx | 7.631 | $\Delta\sigma > \Delta$ max | OK |

Con los datos ordenados de menor a mayor Se obtuvieron los número de datos, promedio y desviación estándar. Se concluye que los datos de las

precipitaciones se ajustan a la distribución normal, con un nivel de significación del 5% o una probabilidad de 95%.

A.2 PARAMETROS POR METODO DE MOMENTOS:

LOS PARÁMETROS OBTENIDOS SON:

Donde reemplazamos y obtenemos los valores de α y u en las siguientes Ecuaciones, el valor de "e" es igual al valor Euleriano.

$$\alpha = 0.779696801S_x$$

$$u = \bar{X} - 0.45S_x$$

| | | |
|------------|-----------|-----------|
| $\alpha =$ | 5.950003 | PARAMETRO |
| $u =$ | 23.420971 | PARAMETRO |
| $e =$ | 2.718282 | EULERIANO |

A.3 CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

Los cálculos de precipitación para un periodo de retorno se harán mediante las fórmulas de distribución Gumbel reducida acumulada.

$$y = -\ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{Tr}\right)\right] \quad y \quad x = u + \alpha y$$

Reemplazando tenemos las precipitaciones máximas para un tiempo de retorno de 10 años. Los resultados obtenidos se aprecian en el cuadro siguiente.

CUADRO N° 06: Cálculo De Tiempo De Retorno en 10 Años.

| | D.L. | PPmax |
|-----------|-------------|--------------|
| Tr | y | x |
| 5 | 1.50 | 32.35 |
| 10 | 2.25 | 36.81 |
| 15 | 2.67 | 39.33 |
| 20 | 2.97 | 41.09 |
| 25 | 3.20 | 42.45 |
| 50 | 3.90 | 46.64 |
| 100 | 4.60 | 50.79 |

Por lo tanto calculamos la variable $p_{24}^{10} = 36.81$ mm, que nos servirá para calcular la P_{60}^{10} .

B. CÁLCULO DE INTENSIDAD MAXIMA MEDIANTE EL METODO FREDERICH BELL

La fórmula general de Frederich Bell:

$$P_t^T = (0.21 \ln T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10}$$

P_t^T = Precipitación caída en t minutos con periodo de retorno T años.

t = duración en minutos

T = Periodo de retorno en años

P_{60}^{10} = Precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 10 años y duración de 60 Minutos.

PARAMETROS CONSTANTES:

Utilizando el coeficiente de espaldora

$$C = \frac{P_{24}^{10}}{P_{60}^{10}}$$

C = Coeficiente de Espaldora que es igual a 4.04

P_{60}^{10} = es la precipitación máxima diaria o en 24 horas, para un periodo de retorno de 10 años.

Para calcular P_{60}^{10} tenemos la siguiente formula:

$$P_{60}^{10} = \frac{P_{24}^{10}}{4.04}$$

$$P_{60}^{10} = \frac{36.81}{4.04} = 9.11$$

Reemplazando obtenemos:

| | |
|-----------------|-------|
| $P_{24}^{10} =$ | 36.81 |
| C = | 4.04 |
| $P_{60}^{10} =$ | 9.11 |

C. INTENSIDAD PARA DIFERENTES T Y TR:

$$\text{Si: } I = \left((0.21 \ln T + 0.52) (0.54 t^{0.25} - 0.50) \right) / \left(\frac{t}{60} \right)$$

$$\text{y } P_t^T = \frac{I}{t}$$

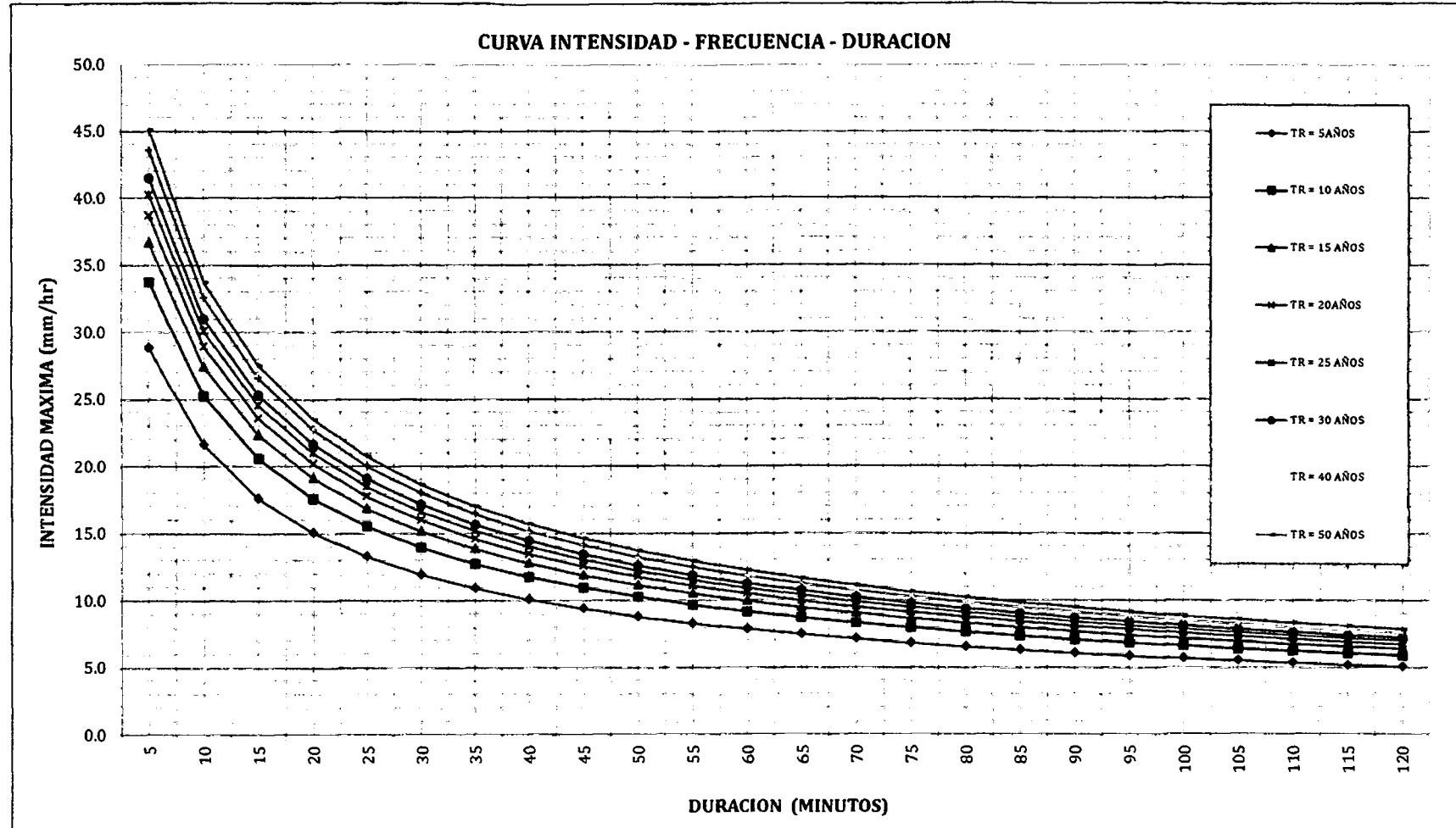
El resultado de intensidad será en mm.

Para Obtener las intensidades para diferentes tiempos de retorno mediante el método Frederich Bell. Los resultados obtenidos se muestran el Cuadro siguiente.

Cuadro N° 07: Resultado Intensidades máximas para diferentes periodos de retorno método Frederich Bell.

| INTENSIDADES MAXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO | | | | | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| T | TR | TR | TR | TR | TR | TR | TR | TR |
| (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 |
| 5 | 28.846 | 33.739 | 36.602 | 38.633 | 40.209 | 41.496 | 43.527 | 45.103 |
| 10 | 21.589 | 25.252 | 27.394 | 28.915 | 30.094 | 31.057 | 32.577 | 33.756 |
| 15 | 17.596 | 20.581 | 22.328 | 23.567 | 24.528 | 25.313 | 26.552 | 27.513 |
| 20 | 15.056 | 17.610 | 19.104 | 20.164 | 20.987 | 21.658 | 22.718 | 23.541 |
| 25 | 13.274 | 15.526 | 16.843 | 17.778 | 18.503 | 19.095 | 20.030 | 20.755 |
| 30 | 11.942 | 13.968 | 15.153 | 15.994 | 16.646 | 17.179 | 18.020 | 18.672 |
| 35 | 10.901 | 12.751 | 13.833 | 14.600 | 15.196 | 15.682 | 16.450 | 17.045 |
| 40 | 10.062 | 11.768 | 12.767 | 13.475 | 14.025 | 14.474 | 15.182 | 15.732 |
| 45 | 9.367 | 10.956 | 11.885 | 12.545 | 13.056 | 13.474 | 14.134 | 14.645 |
| 50 | 8.780 | 10.270 | 11.141 | 11.759 | 12.239 | 12.631 | 13.249 | 13.728 |
| 55 | 8.277 | 9.681 | 10.503 | 11.086 | 11.538 | 11.907 | 12.490 | 12.942 |
| 60 | 7.840 | 9.170 | 9.948 | 10.501 | 10.929 | 11.279 | 11.831 | 12.259 |
| 65 | 7.456 | 8.721 | 9.461 | 9.986 | 10.394 | 10.726 | 11.251 | 11.659 |
| 70 | 7.116 | 8.323 | 9.029 | 9.530 | 9.919 | 10.237 | 10.738 | 11.126 |
| 75 | 6.811 | 7.967 | 8.643 | 9.123 | 9.495 | 9.799 | 10.278 | 10.650 |
| 80 | 6.537 | 7.646 | 8.295 | 8.755 | 9.112 | 9.404 | 9.865 | 10.222 |
| 85 | 6.289 | 7.356 | 7.980 | 8.423 | 8.766 | 9.047 | 9.490 | 9.833 |
| 90 | 6.062 | 7.091 | 7.693 | 8.119 | 8.451 | 8.721 | 9.148 | 9.479 |
| 95 | 5.855 | 6.848 | 7.430 | 7.842 | 8.162 | 8.423 | 8.835 | 9.155 |
| 100 | 5.664 | 6.625 | 7.188 | 7.586 | 7.896 | 8.149 | 8.547 | 8.857 |
| 105 | 5.488 | 6.419 | 6.964 | 7.351 | 7.650 | 7.895 | 8.282 | 8.581 |
| 110 | 5.325 | 6.228 | 6.757 | 7.132 | 7.423 | 7.660 | 8.035 | 8.326 |
| 115 | 5.173 | 6.051 | 6.564 | 6.929 | 7.211 | 7.442 | 7.806 | 8.089 |
| 120 | 5.032 | 5.885 | 6.385 | 6.739 | 7.014 | 7.238 | 7.593 | 7.867 |

Gráfico N° 02: Curva intensidad- frecuencia- duración por el método Frederich Bell.



4.2.3.2 CÁLCULO DE CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA POR EL METODO IILA SENAMHI-UNI

Este método también nos permite obtener las curvas I-D-F, el IILA SENAMHI-UNI ha desarrollado una ecuación regional que permite obtener precipitaciones e intensidades para diferentes periodos de retorno y duración de las tormentas.

Para duraciones comprendidas entre 03 horas.

$$i_{(T,TR)} = a(T + b)^{c-1} (1 + k \log T_R)$$

Para la cual necesitamos datos geomorfológicos de las subcuencas en estudio.

A. CÁLCULO DE INTENSIDAD MAXIMA

A.1 METODO IILA SENAMHI - UNI:

$$i_{(T,TR)} = a(T + b)^{c-1} (1 + k \log T_R)$$

a. PARAMETROS CONSTANTES:

La cuenca en estudio se encuentra en la región hidrológica 123, cuyas características de regresión son:

| | | |
|-----------------------|-----|-------------|
| CONSTANTE REGIONAL | a = | 12.10 Adim. |
| CONSTANTE REGIONAL | b = | 0.400 hr. |
| CONSTANTE REGIONAL | c = | 0.242 Adim. |
| CONSTANTE ESTADÍSTICA | k = | 0.553 Adim. |

b. CÁLCULO DE LAS INTENSIDAD PARA DIFERENTES T Y TR:

- Los cálculos de las precipitaciones e intensidades para diferentes periodos de retorno se utilizaran las ecuaciones del estudio ITALO PERUANO IILA ,que nos permite encontrar una relación adimensional de la precipitación de una duración cuales quiera con respecto a la precipitación de diseño de 24 horas para cualquier periodo de retorno.

- Para los cálculos de intensidades máximas se hicieron duración de 120 min, y el tiempo de retorno desde 5 hasta 50 años. los resultados de intensidades maximas, para diferentes periodos de retorno en el cuadro N° 07

Cuadro N° 08: Cálculo de intensidades máximas para diferentes periodos de retorno.

| INTENSIDADES MAXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO | | | | | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| T | TR | TR | TR | TR | TR | TR | TR | TR |
| (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 |
| 5 | 29.111 | 32.606 | 34.651 | 36.101 | 37.226 | 38.146 | 39.596 | 40.721 |
| 10 | 25.804 | 28.902 | 30.715 | 32.001 | 32.998 | 33.813 | 35.099 | 36.096 |
| 15 | 23.256 | 26.048 | 27.681 | 28.840 | 29.739 | 30.473 | 31.632 | 32.531 |
| 20 | 21.223 | 23.772 | 25.262 | 26.320 | 27.140 | 27.810 | 28.868 | 29.688 |
| 25 | 19.561 | 21.909 | 23.283 | 24.258 | 25.014 | 25.631 | 26.606 | 27.362 |
| 30 | 18.172 | 20.354 | 21.630 | 22.535 | 23.238 | 23.812 | 24.717 | 25.419 |
| 35 | 16.992 | 19.032 | 20.226 | 21.072 | 21.729 | 22.266 | 23.112 | 23.769 |
| 40 | 15.976 | 17.894 | 19.016 | 19.812 | 20.430 | 20.934 | 21.730 | 22.348 |
| 45 | 15.091 | 16.902 | 17.962 | 18.714 | 19.297 | 19.774 | 20.526 | 21.109 |
| 50 | 14.311 | 16.029 | 17.035 | 17.748 | 18.301 | 18.753 | 19.466 | 20.019 |
| 55 | 13.619 | 15.254 | 16.211 | 16.890 | 17.416 | 17.846 | 18.525 | 19.051 |
| 60 | 13.000 | 14.561 | 15.474 | 16.122 | 16.624 | 17.035 | 17.683 | 18.185 |
| 65 | 12.443 | 13.937 | 14.811 | 15.431 | 15.911 | 16.304 | 16.924 | 17.405 |
| 70 | 11.938 | 13.371 | 14.209 | 14.804 | 15.266 | 15.643 | 16.238 | 16.699 |
| 75 | 11.478 | 12.856 | 13.662 | 14.234 | 14.678 | 15.040 | 15.612 | 16.056 |
| 80 | 11.057 | 12.385 | 13.161 | 13.712 | 14.140 | 14.489 | 15.040 | 15.467 |
| 85 | 10.670 | 11.952 | 12.701 | 13.233 | 13.645 | 13.982 | 14.514 | 14.926 |
| 90 | 10.314 | 11.552 | 12.276 | 12.790 | 13.189 | 13.515 | 14.029 | 14.427 |
| 95 | 9.984 | 11.182 | 11.883 | 12.381 | 12.767 | 13.082 | 13.580 | 13.965 |
| 100 | 9.677 | 10.839 | 11.518 | 12.001 | 12.375 | 12.680 | 13.162 | 13.537 |
| 105 | 9.391 | 10.519 | 11.178 | 11.646 | 12.009 | 12.306 | 12.774 | 13.137 |
| 110 | 9.124 | 10.220 | 10.861 | 11.315 | 11.668 | 11.956 | 12.411 | 12.764 |
| 115 | 8.875 | 9.940 | 10.563 | 11.006 | 11.349 | 11.629 | 12.071 | 12.414 |
| 120 | 8.640 | 9.677 | 10.284 | 10.715 | 11.049 | 11.321 | 11.752 | 12.086 |

Para ajustar los cálculos obtenidos con la ecuación de **METODO IILA SENAMHI** se tendrá que utilizar de la ecuación de Talbot.

CUADRO N° 09: Determinación de los parámetros Talbot.

| METODOS DE MINIMOS CUADRADOS | | | | |
|------------------------------|-------|---------|---------|--------|
| TIEMPO DE RETORNO = | | | | 5 |
| n=30 | X = T | Y = 1/i | XY | X2 |
| 1 | 5 | 0.034 | 0.172 | 25 |
| 2 | 10 | 0.039 | 0.388 | 100 |
| 3 | 15 | 0.043 | 0.645 | 225 |
| 4 | 20 | 0.047 | 0.942 | 400 |
| 5 | 25 | 0.051 | 1.278 | 625 |
| 6 | 30 | 0.055 | 1.651 | 900 |
| 7 | 35 | 0.059 | 2.060 | 1225 |
| 8 | 40 | 0.063 | 2.504 | 1600 |
| 9 | 45 | 0.066 | 2.982 | 2025 |
| 10 | 50 | 0.070 | 3.494 | 2500 |
| 11 | 55 | 0.073 | 4.038 | 3025 |
| 12 | 60 | 0.077 | 4.615 | 3600 |
| 13 | 65 | 0.080 | 5.224 | 4225 |
| 14 | 70 | 0.084 | 5.864 | 4900 |
| 15 | 75 | 0.087 | 6.534 | 5625 |
| 16 | 80 | 0.090 | 7.235 | 6400 |
| 17 | 85 | 0.094 | 7.966 | 7225 |
| 18 | 90 | 0.097 | 8.726 | 8100 |
| 19 | 95 | 0.100 | 9.516 | 9025 |
| 20 | 100 | 0.103 | 10.334 | 10000 |
| 21 | 105 | 0.106 | 11.181 | 11025 |
| 22 | 110 | 0.110 | 12.055 | 12100 |
| 23 | 115 | 0.113 | 12.958 | 13225 |
| 24 | 120 | 0.116 | 13.889 | 14400 |
| $\Sigma =$ | 1500 | 1.858 | 136.250 | 122500 |

$$b_1 = \frac{n \sum XY - \sum X \sum Y}{n \sum X^2 - (\sum X)^2} = 0.000701$$

$$a_1 = \bar{Y} - b_1 \bar{X} = 0.033610$$

$$b = \frac{a_1}{b_1} = 47.965$$

$$a = \frac{I}{b_1} = 1427.14$$

Para duraciones menores a 3 horas y los parámetros de regresión se han calculado los datos de las intensidades utilizando la ecuación de Talbot y utilizando los métodos de los mínimos cuadrados para los diferentes periodos de retorno y duraciones.

CUADRO N° 10: Resumen de las ecuaciones mediante la fórmula Talbot para los diferentes periodos de retorno.

| TR | a1 | b1 | a | b |
|----|------------|------------|------------------|-----------------|
| 5 | 0.03360951 | 0.00070070 | 1427.1369 | 47.96537 |
| 10 | 0.03000683 | 0.00062559 | 1598.4818 | 47.96537 |
| 15 | 0.02823631 | 0.00058868 | 1698.7121 | 47.96537 |
| 20 | 0.02710173 | 0.00056503 | 1769.8267 | 47.96537 |
| 25 | 0.02628258 | 0.00054795 | 1824.9874 | 47.96537 |
| 30 | 0.02564915 | 0.00053474 | 1870.0570 | 47.96537 |
| 40 | 0.02470949 | 0.00051515 | 1941.1716 | 47.96537 |
| 50 | 0.02402675 | 0.00050092 | 1996.3323 | 47.96537 |

Mediante la siguiente formula obtenemos:

$$I_{max} = \frac{a}{b + T}$$

Dónde :

I_{max} =intensidad máxima (mm/hora)

a y b =Parámetros que dependen de la localidad y del periodo de retorno

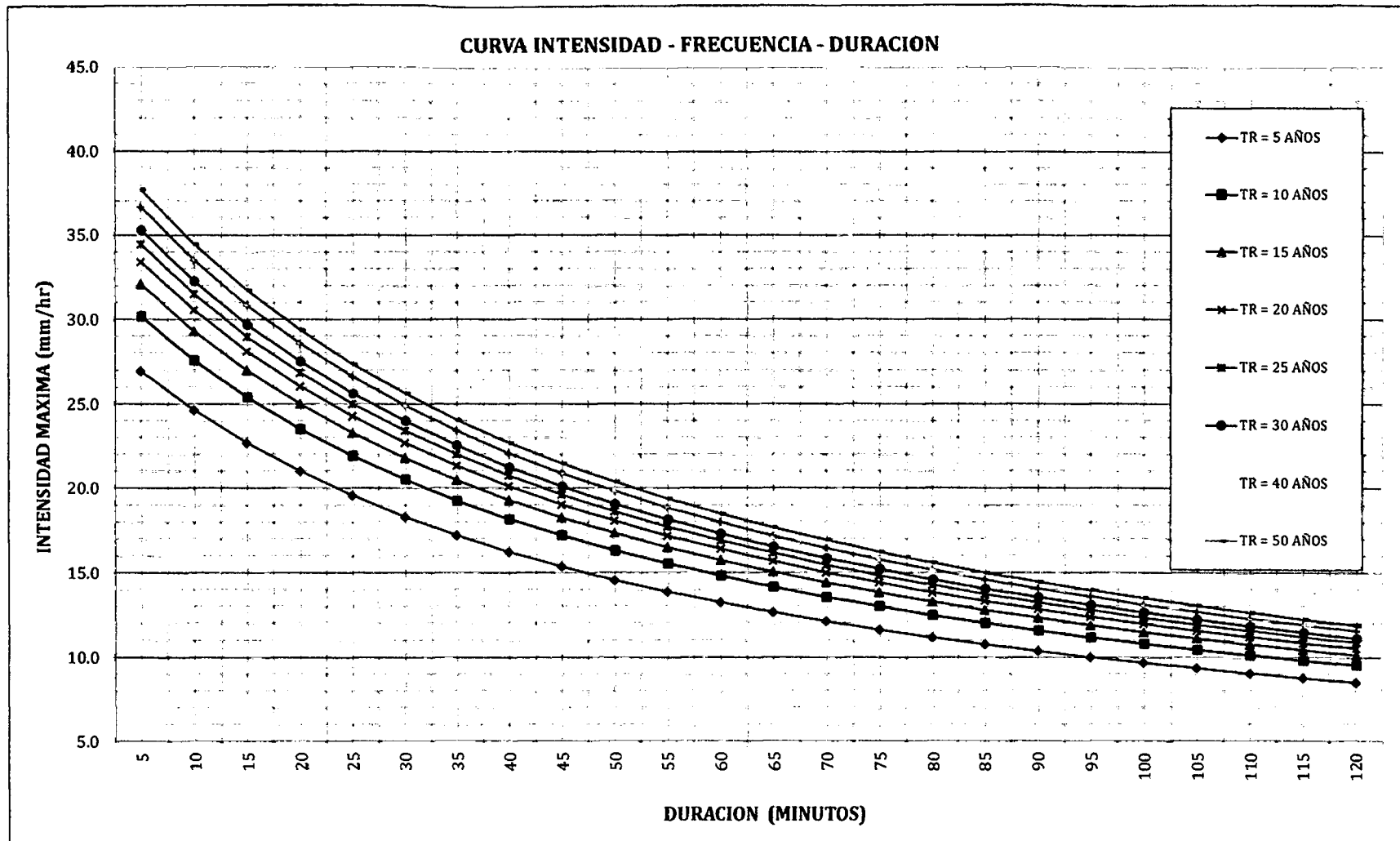
T = Duración de la precipitación en minutos.

Cuando obtenemos los valores de a y b para cada tiempo de retorno, obtendremos los cálculos de los valores de las intensidades ajustadas para las curvas I-D-F.

CUADRO N° 11: Resultado de Intensidades máximas ajustadas método METODO IILA SENAMHI.

| INTENSIDADES MAXIMAS AJUSTADA | | | | | | | | |
|--------------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| T | TR | TR | TR | TR | TR | TR | TR | TR |
| (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 |
| 5 | 26.945 | 30.180 | 32.072 | 33.415 | 34.456 | 35.307 | 36.650 | 37.691 |
| 10 | 24.621 | 27.576 | 29.306 | 30.532 | 31.484 | 32.262 | 33.488 | 34.440 |
| 15 | 22.665 | 25.387 | 26.979 | 28.108 | 28.984 | 29.700 | 30.829 | 31.705 |
| 20 | 20.998 | 23.519 | 24.994 | 26.040 | 26.852 | 27.515 | 28.561 | 29.373 |
| 25 | 19.559 | 21.907 | 23.281 | 24.256 | 25.012 | 25.629 | 26.604 | 27.360 |
| 30 | 18.305 | 20.502 | 21.788 | 22.700 | 23.408 | 23.986 | 24.898 | 25.605 |
| 35 | 17.202 | 19.267 | 20.475 | 21.332 | 21.997 | 22.540 | 23.397 | 24.062 |
| 40 | 16.224 | 18.172 | 19.311 | 20.120 | 20.747 | 21.259 | 22.067 | 22.695 |
| 45 | 15.351 | 17.194 | 18.273 | 19.037 | 19.631 | 20.116 | 20.881 | 21.474 |
| 50 | 14.568 | 16.317 | 17.340 | 18.066 | 18.629 | 19.089 | 19.815 | 20.378 |
| 55 | 13.860 | 15.524 | 16.498 | 17.189 | 17.724 | 18.162 | 18.853 | 19.388 |
| 60 | 13.218 | 14.806 | 15.734 | 16.393 | 16.903 | 17.321 | 17.980 | 18.490 |
| 65 | 12.633 | 14.150 | 15.037 | 15.667 | 16.155 | 16.554 | 17.184 | 17.672 |
| 70 | 12.098 | 13.550 | 14.400 | 15.003 | 15.471 | 15.853 | 16.455 | 16.923 |
| 75 | 11.606 | 12.999 | 13.815 | 14.393 | 14.841 | 15.208 | 15.786 | 16.235 |
| 80 | 11.153 | 12.492 | 13.275 | 13.831 | 14.262 | 14.614 | 15.170 | 15.601 |
| 85 | 10.733 | 12.022 | 12.776 | 13.310 | 13.725 | 14.064 | 14.599 | 15.014 |
| 90 | 10.344 | 11.586 | 12.313 | 12.828 | 13.228 | 13.555 | 14.070 | 14.470 |
| 95 | 9.982 | 11.181 | 11.882 | 12.379 | 12.765 | 13.080 | 13.578 | 13.964 |
| 100 | 9.645 | 10.803 | 11.480 | 11.961 | 12.334 | 12.638 | 13.119 | 13.492 |
| 105 | 9.330 | 10.450 | 11.105 | 11.570 | 11.931 | 12.225 | 12.690 | 13.051 |
| 110 | 9.034 | 10.119 | 10.754 | 11.204 | 11.553 | 11.838 | 12.289 | 12.638 |
| 115 | 8.757 | 9.809 | 10.424 | 10.860 | 11.199 | 11.475 | 11.912 | 12.250 |
| 120 | 8.497 | 9.517 | 10.113 | 10.537 | 10.865 | 11.134 | 11.557 | 11.885 |

Gráfico N° 03: Curva de Intensidad-Frecuencia-Duración método IILA SENAMHI.



4.2.4 CÁLCULO DE TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

- El tiempo de concentración se calculó mediante dos métodos: Método Kirpich Y Método California, se trabajó con un tiempo de concentración promedio de los resultados de estos dos métodos.

- El tiempo de concentración se realizó según el reglamento nacional de edificaciones la **NORMA TÉCNICA 05.060 DRENAJE PLUVIAL URBANO, TABLA 1b**, dice que el tiempo de concentración debe ser menor a 10 minutos.

- Los resultados obtenidos para cada sector en estudio de muestran en el cuadro N° 09.

Cuadro N° 12: Resultado de los tiempos de concentración en cada sector de interés.

| SECTOR | AREA (km2) | LONGITUD DEL AFLUENTE (Km) | COTA MAS ALTA DEL | COTA MAS BAJA DEL | DESNIVEL DEL AFLUENTE (H) | PENDIENTE DE DEL AFLUENTE (S) | METODO KIRPICH | METODO CALIFORNIA | TC PROMEDIO (HORAS) | TC (MIN) |
|--------------|------------|----------------------------|-------------------|-------------------|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|--|---------------------|----------|
| | | | | | | | $T_c = 0.06628L^{0.77}S^{-0.385}$ | $T_c = \left(\frac{0.870 L^2}{H}\right)^{0.385}$ | | |
| SECTOR N° 01 | 0.30 | 0.47 | 2754 | 2745 | 9 | 0.0192 | 0.170 | 0.170 | 0.170 | 10.196 |
| SECTOR N° 02 | 0.40 | 1.30 | 2745 | 2730 | 15 | 0.0115 | 0.452 | 0.452 | 0.452 | 27.107 |
| SECTOR N° 03 | 0.16 | 1.15 | 2790 | 2758 | 32 | 0.0278 | 0.293 | 0.294 | 0.294 | 17.610 |
| SECTOR N° 04 | 0.36 | 1.23 | 2797 | 2757 | 40 | 0.0326 | 0.290 | 0.290 | 0.290 | 17.393 |
| SECTOR N° 05 | 0.14 | 1.02 | 2758 | 2730 | 28 | 0.0274 | 0.269 | 0.270 | 0.270 | 16.175 |
| SECTOR N° 06 | 0.06 | 0.73 | 2736 | 2723 | 13 | 0.0179 | 0.244 | 0.244 | 0.244 | 14.616 |
| SECTOR N° 07 | 0.03 | 0.48 | 2730 | 2720 | 10 | 0.0209 | 0.167 | 0.167 | 0.167 | 10.003 |
| SECTOR N° 08 | 0.38 | 0.97 | 2755 | 2725 | 30 | 0.0310 | 0.246 | 0.246 | 0.246 | 14.772 |
| SECTOR N° 09 | 0.13 | 0.70 | 2755 | 2727 | 28 | 0.0401 | 0.174 | 0.174 | 0.174 | 10.423 |
| SECTOR N° 10 | 0.32 | 0.39 | 2765 | 2760 | 5 | 0.0128 | 0.173 | 0.173 | 0.173 | 10.370 |
| SECTOR N° 11 | 0.20 | 0.82 | 2833 | 2787 | 46 | 0.0562 | 0.172 | 0.172 | 0.172 | 10.338 |
| SECTOR N° 12 | 0.25 | 0.65 | 2743 | 2718 | 25 | 0.0384 | 0.167 | 0.167 | 0.167 | 10.018 |
| SECTOR N° 13 | 0.43 | 0.99 | 2794 | 2729 | 65 | 0.0655 | 0.188 | 0.188 | 0.188 | 11.295 |
| SECTOR N° 14 | 0.10 | 0.80 | 2770 | 2730 | 40 | 0.0503 | 0.176 | 0.176 | 0.176 | 10.549 |
| SECTOR N° 15 | 0.80 | 0.73 | 2795 | 2760 | 35 | 0.0481 | 0.167 | 0.167 | 0.167 | 10.015 |

4.2.5 CÁLCULO DE INTENSIDADES

- Se utilizara los tiempos de concentración promedios para el diseño de drenaje pluvial.
- Los cálculos de intensidades se harán por dos métodos FREDERICH BELL y IILA SENAMI. de acuerdo a sus graficas de curvas I-D-F.
- El cálculo de las intensidades máximas se realizó para un periodo de diseño de 10 años. los cálculos de intensidad máxima para un tiempo de retorno de 10 años según diseño de drenaje pluvial se muestran en el cuadro N° 11.

Cuadro N° 13: Resultado de los cálculos de Intensidad máximas para un tiempo de retorno de 10 años según el diseño.

| SECTOR | IILA SENAMI | FREDERICH BELL |
|--------------|----------------------|----------------------|
| | INTENSIDAD (mm/hora) | INTENSIDAD (mm/hora) |
| SECTOR N° 01 | 27.40 | 25.10 |
| SECTOR N° 02 | 20.30 | 13.70 |
| SECTOR N° 03 | 24.40 | 19.00 |
| SECTOR N° 04 | 24.50 | 19.30 |
| SECTOR N° 05 | 25.00 | 20.00 |
| SECTOR N° 06 | 25.70 | 21.00 |
| SECTOR N° 07 | 27.60 | 25.30 |
| SECTOR N° 08 | 25.70 | 20.80 |
| SECTOR N° 09 | 27.40 | 24.90 |
| SECTOR N° 10 | 27.40 | 25.00 |
| SECTOR N° 11 | 27.50 | 24.90 |
| SECTOR N° 12 | 27.70 | 25.30 |
| SECTOR N° 13 | 27.00 | 24.30 |
| SECTOR N° 14 | 27.40 | 24.80 |
| SECTOR N° 15 | 27.60 | 25.30 |

4.2.6 RESULTADO DEL CÁLCULO DE COEFICIENTE "C" DE ESCORRENTIA.

Se calculó los valores de "C", Según la tabla 1b del reglamento nacional de edificaciones de la norma técnica OS.060 para drenaje pluvial urbano.

Cuadro N°14: Coeficiente de escorrentia "C" para cada sector.

| SECTOR | CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | AREA DE LA SUPERFICIE | % DE SUPERFICIE | VALOR DE C | PROMEDIO DE C |
|-----------|----------------------------------|-----------------------|-----------------|------------|---------------|
| | | (m ²) | | | |
| SECTOR 01 | Area de jardines, parques, etc | 131984.15 | 45% | 0.30 | 0.660 |
| | Area de techos | 87989.44 | 30% | 0.95 | |
| | Area de calles | 75953.55 | 26% | 0.95 | |
| | Area total | 295927.14 | 100% | | |
| SECTOR 02 | Area de jardines, parques, etc | 152830.32 | 38% | 0.30 | 0.703 |
| | Area de techos | 186792.61 | 46% | 0.95 | |
| | Area de calles | 62686.80 | 16% | 0.95 | |
| | Area total | 402309.73 | 100% | | |
| SECTOR 03 | Area de jardines, parques, etc | 70634.74 | 44% | 0.30 | 0.663 |
| | Area de techos | 47089.82 | 29% | 0.95 | |
| | Area de calles | 42430.61 | 26% | 0.95 | |
| | Area total | 160155.17 | 100% | | |
| SECTOR 04 | Area de jardines, parques, etc | 180419.81 | 50% | 0.30 | 0.622 |
| | Area de techos | 77322.78 | 22% | 0.95 | |
| | Area de calles | 100220.33 | 28% | 0.95 | |
| | Area total | 357962.91 | 100% | | |
| SECTOR 05 | Area de jardines, parques, etc | 43105.71 | 32% | 0.30 | 0.745 |
| | Area de techos | 52684.76 | 39% | 0.95 | |
| | Area de calles | 41053.06 | 30% | 0.95 | |
| | Area total | 136843.53 | 100% | | |
| SECTOR 06 | Area de jardines, parques, etc | 23976.17 | 42% | 0.30 | 0.677 |
| | Area de techos | 15984.11 | 28% | 0.95 | |
| | Area de calles | 17125.63 | 30% | 0.95 | |
| | Area total | 57086.11 | 100% | | |
| SECTOR 07 | Area de jardines, parques, etc | 7216.39 | 26% | 0.30 | 0.782 |
| | Area de techos | 13401.87 | 48% | 0.95 | |
| | Area de calles | 7244.25 | 26% | 0.95 | |
| | Area total | 27862.52 | 100% | | |

| SECTOR 08 | | AREA DE LA SUPERFICIE (m ²) | % DE SUPERFICIE | VALOR DE C | PROMEDIO DE C |
|----------------------------------|-------------|---|-----------------|------------|---------------|
| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | | | | | |
| Area de jardines, parques, etc | 97159.26 | 26% | 0.30 | 0.782 | |
| Area de techos | 180438.63 | 48% | 0.95 | | |
| Area de calles | 97534.39 | 26% | 0.95 | | |
| Area total | 375132.283 | 100% | | | |
| SECTOR 09 | | AREA DE LA SUPERFICIE (m ²) | % DE SUPERFICIE | VALOR DE C | PROMEDIO DE C |
| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | | | | | |
| Area de jardines, parques, etc | 29552.19 | 27% | 0.30 | 0.777 | |
| Area de techos | 54882.63 | 49% | 0.95 | | |
| Area de calles | 28663.63 | 24% | 0.95 | | |
| Area total | 111098.45 | 100% | | | |
| SECTOR 10 | | AREA DE LA SUPERFICIE (m ²) | % DE SUPERFICIE | VALOR DE C | PROMEDIO DE C |
| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | | | | | |
| Area de jardines, parques, etc | 97945.64 | 31% | 0.30 | 0.751 | |
| Area de techos | 146918.46 | 46% | 0.95 | | |
| Area de calles | 75082.38 | 23% | 0.95 | | |
| Area total | 319946.48 | 100% | | | |
| SECTOR 11 | | AREA DE LA SUPERFICIE (m ²) | % DE SUPERFICIE | VALOR DE C | PROMEDIO DE C |
| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | | | | | |
| Area de jardines, parques, etc | 70884.91 | 35% | 0.30 | 0.720 | |
| Area de techos | 86759.33 | 43% | 0.95 | | |
| Area de calles | 42839.13 | 21% | 0.95 | | |
| Area total | 200583.37 | 100% | | | |
| SECTOR 12 | | AREA DE LA SUPERFICIE (m ²) | % DE SUPERFICIE | VALOR DE C | PROMEDIO DE C |
| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | | | | | |
| Area de jardines, parques, etc | 56159.04 | 23% | 0.30 | 0.804 | |
| Area de techos | 131037.76 | 53% | 0.95 | | |
| Area de calles | 62398.93 | 25% | 0.95 | | |
| Area total | 249595.73 | 100% | | | |
| SECTOR 13 | | AREA DE LA SUPERFICIE | % DE SUPERFICIE | VALOR DE C | PROMEDIO DE C |
| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | | | | | |
| Area de jardines, parques, etc | 180523.92 | 42% | 0.30 | 0.677 | |
| Area de techos | 120349.28 | 28% | 0.95 | | |
| Area de calles | 128945.66 | 30% | 0.95 | | |
| Area total | 429818.85 | 100% | | | |
| SECTOR 14 | | AREA DE LA SUPERFICIE (m ²) | % DE SUPERFICIE | VALOR DE C | PROMEDIO DE C |
| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | | | | | |
| Area de jardines, parques, etc | 30466.71781 | 32% | 0.30 | 0.744 | |
| Area de techos | 37261.54399 | 39% | 0.95 | | |
| Area de calles | 28671.7546 | 30% | 0.95 | | |
| Area total | 96420.0164 | 100% | | | |
| SECTOR 15 | | AREA DE LA SUPERFICIE (m ²) | % DE SUPERFICIE | VALOR DE C | PROMEDIO DE C |
| CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | | | | | |
| Area de jardines, parques, etc | 223372.3194 | 28% | 0.30 | 0.768 | |
| Area de techos | 335058.4792 | 42% | 0.95 | | |
| Area de calles | 239327.4851 | 30% | 0.95 | | |
| Area total | 797758.2837 | 100% | | | |

4.2.7 CÁLCULO DE CAUDAL MÁXIMO

Los cálculos de caudal máximo de diseño se realizaron por el método racional.

$$Q_{\max} = \frac{CIA}{360} \quad (m^3/s)$$

DONDE:

Q = Caudal (m³/s) para cuencas pequeñas en la sección del estudio.

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad (mm/hr) de la precipitación pluvial máxima correspondiente a un

Tc y Tr (curva IDF para 10 años de tiempo de retorno)

A = Área de la cuenca en (has).

Cuadro N°15: Resultado de los cálculos de caudal máximo método FREDERICH BELL para diseño de drenaje pluvial.

| SUBCUENCA | AREA (km2) | AREA (HAS) | PROMEDIO DE C | INTENSIDAD mm/hora (10 años) | CAUDAL (Q) m3/seg |
|-------------------|-------------------|---------------|---------------------|------------------------------|-------------------|
| SECTOR N° 01 | 295927.14 | 29.59 | 0.660 | 25.10 | 1.362 |
| SECTOR N° 02 | 402309.73 | 40.23 | 0.703 | 14.90 | 1.171 |
| SECTOR N° 03 | 160155.17 | 16.02 | 0.663 | 19.00 | 0.561 |
| SECTOR N° 04 | 357962.91 | 35.80 | 0.622 | 19.30 | 1.194 |
| SECTOR N° 05 | 136843.53 | 13.68 | 0.745 | 20.00 | 0.567 |
| SECTOR N° 06 | 57086.11 | 5.71 | 0.677 | 21.00 | 0.225 |
| SECTOR N° 07 | 27862.52 | 2.79 | 0.782 | 25.30 | 0.153 |
| SECTOR N° 08 | 375132.28 | 37.51 | 0.782 | 20.80 | 1.694 |
| SECTOR N° 09 | 134575.55 | 13.46 | 0.777 | 24.90 | 0.723 |
| SECTOR N° 10 | 319946.48 | 31.99 | 0.751 | 25.00 | 1.669 |
| SECTOR N° 11 | 200583.37 | 20.06 | 0.720 | 24.90 | 0.999 |
| SECTOR N° 12 | 249595.73 | 24.96 | 0.804 | 25.30 | 1.410 |
| SECTOR N° 13 | 429818.85 | 42.98 | 0.677 | 24.30 | 1.964 |
| SECTOR N° 14 | 96420.02 | 9.64 | 0.744 | 24.80 | 0.495 |
| SECTOR N° 15 | 797758.28 | 79.78 | 0.768 | 25.30 | 4.306 |
| AREA TOTAL | 4041977.67 | 404.20 | CAUDAL TOTAL | | 18.492 |

Cuadro N°16: Resultado de los cálculos de caudal máximo método ILIA SENAMI para diseño de drenaje pluvial.

| SUBCUENCA | AREA (km2) | AREA (HAS) | PROMEDIO DE C | INTENSIDAD mm/hora (10 años) | CAUDAL (Q) m3/seg |
|-------------------|-------------------|---------------|---------------------|------------------------------|-------------------|
| SECTOR N° 01 | 295927.14 | 29.59 | 0.660 | 27.50 | 1.492 |
| SECTOR N° 02 | 402309.73 | 40.23 | 0.703 | 21.40 | 1.681 |
| SECTOR N° 03 | 160155.17 | 16.02 | 0.663 | 24.40 | 0.720 |
| SECTOR N° 04 | 357962.91 | 35.80 | 0.622 | 24.50 | 1.516 |
| SECTOR N° 05 | 136843.53 | 13.68 | 0.745 | 25.00 | 0.708 |
| SECTOR N° 06 | 57086.11 | 5.71 | 0.677 | 25.70 | 0.276 |
| SECTOR N° 07 | 27862.52 | 2.79 | 0.782 | 27.60 | 0.167 |
| SECTOR N° 08 | 375132.28 | 37.51 | 0.782 | 25.70 | 2.093 |
| SECTOR N° 09 | 134575.55 | 13.46 | 0.777 | 27.40 | 0.796 |
| SECTOR N° 10 | 319946.48 | 31.99 | 0.751 | 27.40 | 1.829 |
| SECTOR N° 11 | 200583.37 | 20.06 | 0.720 | 27.50 | 1.103 |
| SECTOR N° 12 | 249595.73 | 24.96 | 0.804 | 27.70 | 1.544 |
| SECTOR N° 13 | 429818.85 | 42.98 | 0.677 | 27.00 | 2.182 |
| SECTOR N° 14 | 96420.02 | 9.64 | 0.744 | 27.30 | 0.544 |
| SECTOR N° 15 | 797758.28 | 79.78 | 0.768 | 27.60 | 4.697 |
| AREA TOTAL | 4041977.67 | 404.20 | CAUDAL TOTAL | | 21.350 |

4.2.8 SIMULACIÓN HIDROLOGICA Y CÁLCULO DE CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO CON EL PROGRAMA HEC-HMS

4.2.8.1 MODELO DE LA CUENCA

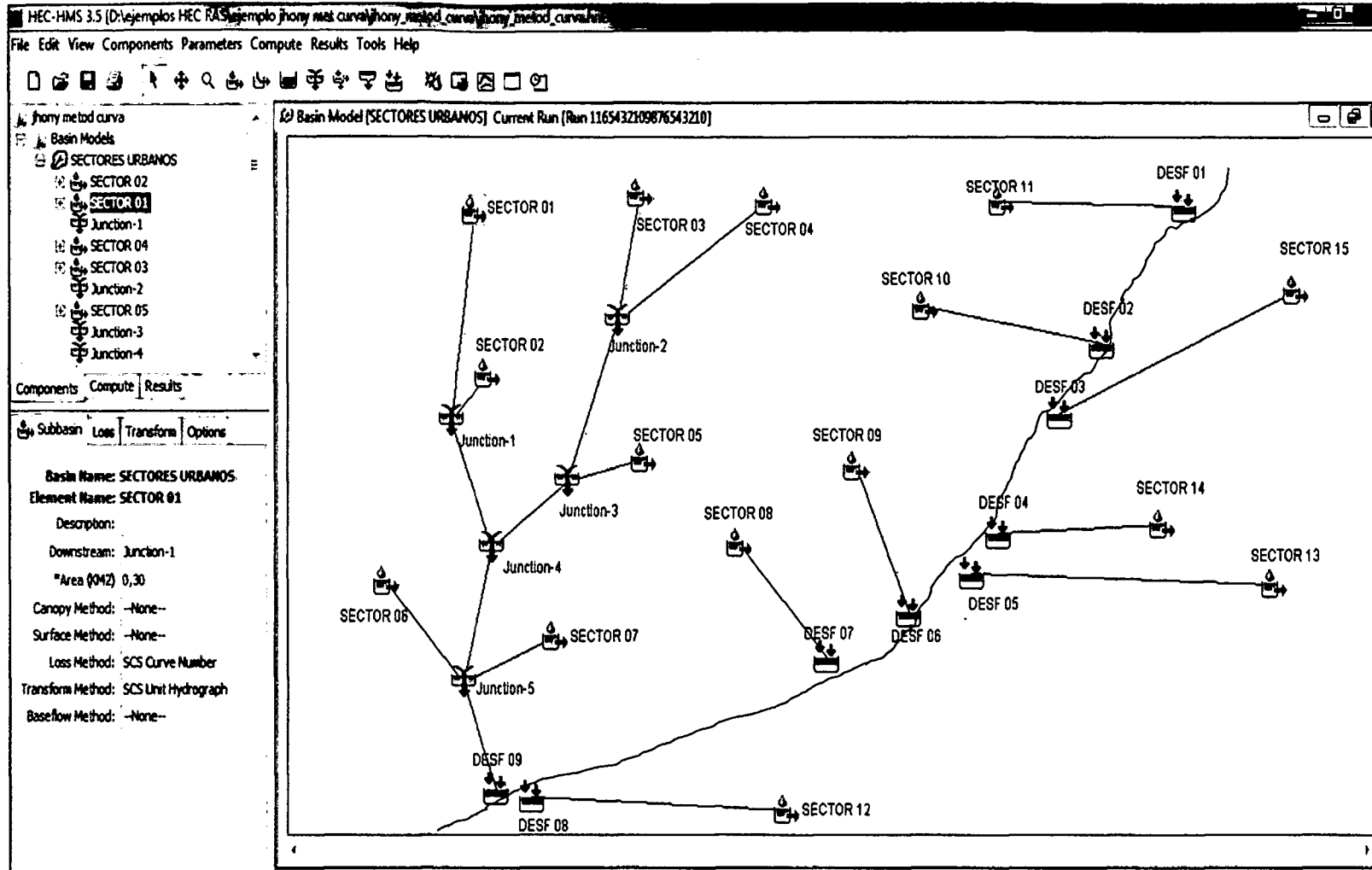
- Los modelos de los sectores se realizaron de acuerdo a la delimitación de los sectores en estudio de acuerdo a los planos.
- Los sectores 1 al 7, sus afluentes se unen y concentran en un último tramo para desembocar en el afluente Chaquihuaycco.
- Los demás sectores desembocan independientemente en el afluente Chaquihuaycco.

- Se utiliza los diversos comandos y opciones para la modelación para diseño de drenaje pluvial.

Cuadro N°17: Sectores calculados en km² para cada sector.

| SECTORES | AREA (km²) |
|-----------------|------------------------------|
| SECTOR N° 01 | 0.30 |
| SECTOR N° 02 | 0.40 |
| SECTOR N° 03 | 0.16 |
| SECTOR N° 04 | 0.36 |
| SECTOR N° 05 | 0.14 |
| SECTOR N° 06 | 0.06 |
| SECTOR N° 07 | 0.03 |
| SECTOR N° 08 | 0.38 |
| SECTOR N° 09 | 0.11 |
| SECTOR N° 10 | 0.32 |
| SECTOR N° 11 | 0.20 |
| SECTOR N° 12 | 0.25 |
| SECTOR N° 13 | 0.43 |
| SECTOR N° 14 | 0.10 |
| SECTOR N° 15 | 0.80 |

Figura N° 22: Modelamiento de los sectores urbanos mediante el programa HEC –HMS.



4.2.8.2 TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA EN ESCORRENTIA

Se usó los métodos seleccionados SCS.

A. MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Los datos que el programa te pide en el método de El Hidrograma adimensional SCS datos de los sectores urbanos la cual se calculó el Tlag, para la cual necesitaremos datos de áreas de cada sector km², Tc, Tlag.

Si $Tlag = 0.6 * Tc$ (horas) en minutos sería $Tlag = 0.6 * Tc / 60$ min.

Cuadro N°18: Cálculo de los resultados de Tlag para cada sector urbano en estudio.

| SECTORES | AREA (km ²) | TC PROMEDIO (HORAS) | Lag (hora) | Tlag (min) |
|--------------|-------------------------|---------------------|------------|------------|
| SECTOR N° 01 | 0.30 | 0.170 | 0.10 | 6.12 |
| SECTOR N° 02 | 0.40 | 0.528 | 0.32 | 19.01 |
| SECTOR N° 03 | 0.16 | 0.294 | 0.18 | 10.57 |
| SECTOR N° 04 | 0.36 | 0.290 | 0.17 | 10.44 |
| SECTOR N° 05 | 0.14 | 0.270 | 0.16 | 9.71 |
| SECTOR N° 06 | 0.06 | 0.244 | 0.15 | 8.77 |
| SECTOR N° 07 | 0.03 | 0.167 | 0.10 | 6.00 |
| SECTOR N° 08 | 0.38 | 0.246 | 0.15 | 8.86 |
| SECTOR N° 09 | 0.11 | 0.306 | 0.18 | 11.03 |
| SECTOR N° 10 | 0.32 | 0.173 | 0.10 | 6.22 |
| SECTOR N° 11 | 0.20 | 0.172 | 0.10 | 6.20 |
| SECTOR N° 12 | 0.25 | 0.167 | 0.10 | 6.01 |
| SECTOR N° 13 | 0.43 | 0.188 | 0.11 | 6.78 |
| SECTOR N° 14 | 0.10 | 0.176 | 0.11 | 6.33 |
| SECTOR N° 15 | 0.80 | 0.167 | 0.10 | 6.01 |

B. EL METODO NUMERO CURVA SCS

- Las pérdidas consideradas en la modelación de la lluvia-escorrentía se calcularon mediante el tabla N° 01, según el Numero de curva es de acuerdo al tipo de superficie. Se pondrá CN promedio de abstracción inicial $I_a=0$, % de impermeabilidad de acuerdo al área de zonas impermeables de cada sector en este caso un 60%, promedio para toda los sectores.
- Las pérdidas consideradas en la modelación de la lluvia-escorrentia se calcularon mediante el tabla según el Cuadro 01 en la revisión bibliográfica, los resultados del número de curva es según el tipo de superficie. Como se aprecia en el cuadro siguiente.

Cuadro N°19: Resultado de los cálculos de CN para cada sector.

| sectores | | CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE | | | | CN promedio |
|--------------|----------------|----------------------------------|--------|--------|-------|-------------|
| | | JARDINES | TECHOS | CALLES | TOTAL | |
| SECTOR N° 01 | Superficie (%) | 45% | 30% | 26% | 100% | 89.53 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 02 | Superficie (%) | 38% | 46% | 16% | 100% | 90.79 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 03 | Superficie (%) | 44% | 29% | 26% | 100% | 89.62 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 04 | Superficie (%) | 50% | 22% | 28% | 100% | 88.42 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 05 | Superficie (%) | 32% | 39% | 30% | 100% | 92.02 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 06 | Superficie (%) | 42% | 28% | 30% | 100% | 90.02 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 07 | Superficie (%) | 26% | 48% | 26% | 100% | 93.08 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 08 | Superficie (%) | 26% | 48% | 26% | 100% | 93.08 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 09 | Superficie (%) | 27% | 49% | 24% | 100% | 92.95 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 10 | Superficie (%) | 31% | 46% | 23% | 100% | 92.18 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 11 | Superficie (%) | 35% | 43% | 21% | 100% | 91.28 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 12 | Superficie (%) | 23% | 53% | 25% | 100% | 93.73 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 13 | Superficie (%) | 42% | 28% | 30% | 100% | 90.02 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 14 | Superficie (%) | 32% | 39% | 30% | 100% | 91.99 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |
| SECTOR N° 15 | Superficie (%) | 28% | 42% | 30% | 100% | 92.68 |
| | CN | 79 | 98 | 98 | | |

4.2.8.3 MODELOS METEOROLOGICO

C.1 CÁLCULO DEL HIETOGRAMA DE DISEÑO.

- El cálculo del Hietograma será construido por el mediante el método del bloque alterno.
- Para lo cual se utilizara las intensidades máximas calculados para cada sector en los sectores de estudio
- El método para calcular Las intensidades máximas será con la ecuación de determinada por el método Frederich Bell.

Cuadro N° 20: Resultado de intensidades máximas método Frederich Bell para Cálculo de Hietogramas.

| INTENSIDADES MAXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO | | | | | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| T | TR | TR | TR | TR | TR | TR | TR | TR |
| (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 |
| 5 | 28.846 | 33.739 | 36.602 | 38.633 | 40.209 | 41.496 | 43.527 | 45.103 |
| 10 | 21.589 | 25.252 | 27.394 | 28.915 | 30.094 | 31.057 | 32.577 | 33.756 |
| 15 | 17.596 | 20.581 | 22.328 | 23.567 | 24.528 | 25.313 | 26.552 | 27.513 |
| 20 | 15.056 | 17.610 | 19.104 | 20.164 | 20.987 | 21.658 | 22.718 | 23.541 |
| 25 | 13.274 | 15.526 | 16.843 | 17.778 | 18.503 | 19.095 | 20.030 | 20.755 |
| 30 | 11.942 | 13.968 | 15.153 | 15.994 | 16.646 | 17.179 | 18.020 | 18.672 |
| 35 | 10.901 | 12.751 | 13.833 | 14.600 | 15.196 | 15.682 | 16.450 | 17.045 |
| 40 | 10.062 | 11.768 | 12.767 | 13.475 | 14.025 | 14.474 | 15.182 | 15.732 |
| 45 | 9.367 | 10.956 | 11.885 | 12.545 | 13.056 | 13.474 | 14.134 | 14.645 |
| 50 | 8.780 | 10.270 | 11.141 | 11.759 | 12.239 | 12.631 | 13.249 | 13.728 |
| 55 | 8.277 | 9.681 | 10.503 | 11.086 | 11.538 | 11.907 | 12.490 | 12.942 |
| 60 | 7.840 | 9.170 | 9.948 | 10.501 | 10.929 | 11.279 | 11.831 | 12.259 |
| 65 | 7.456 | 8.721 | 9.461 | 9.986 | 10.394 | 10.726 | 11.251 | 11.659 |
| 70 | 7.116 | 8.323 | 9.029 | 9.530 | 9.919 | 10.237 | 10.738 | 11.126 |
| 75 | 6.811 | 7.967 | 8.643 | 9.123 | 9.495 | 9.799 | 10.278 | 10.650 |
| 80 | 6.537 | 7.646 | 8.295 | 8.755 | 9.112 | 9.404 | 9.865 | 10.222 |
| 85 | 6.289 | 7.356 | 7.980 | 8.423 | 8.766 | 9.047 | 9.490 | 9.833 |
| 90 | 6.062 | 7.091 | 7.693 | 8.119 | 8.451 | 8.721 | 9.148 | 9.479 |
| 95 | 5.855 | 6.848 | 7.430 | 7.842 | 8.162 | 8.423 | 8.835 | 9.155 |
| 100 | 5.664 | 6.625 | 7.188 | 7.586 | 7.896 | 8.149 | 8.547 | 8.857 |
| 105 | 5.488 | 6.419 | 6.964 | 7.351 | 7.650 | 7.895 | 8.282 | 8.581 |
| 110 | 5.325 | 6.228 | 6.757 | 7.132 | 7.423 | 7.660 | 8.035 | 8.326 |
| 115 | 5.173 | 6.051 | 6.564 | 6.929 | 7.211 | 7.442 | 7.806 | 8.089 |
| 120 | 5.032 | 5.885 | 6.385 | 6.739 | 7.014 | 7.238 | 7.593 | 7.867 |

- Ecuación determinada para los sectores en estudio:

$$I = ((0.21LnT + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50) * 9.11)) / (\frac{t}{60})$$

I= intensidad (mm/hora)

T=tiempo de retorno (años)

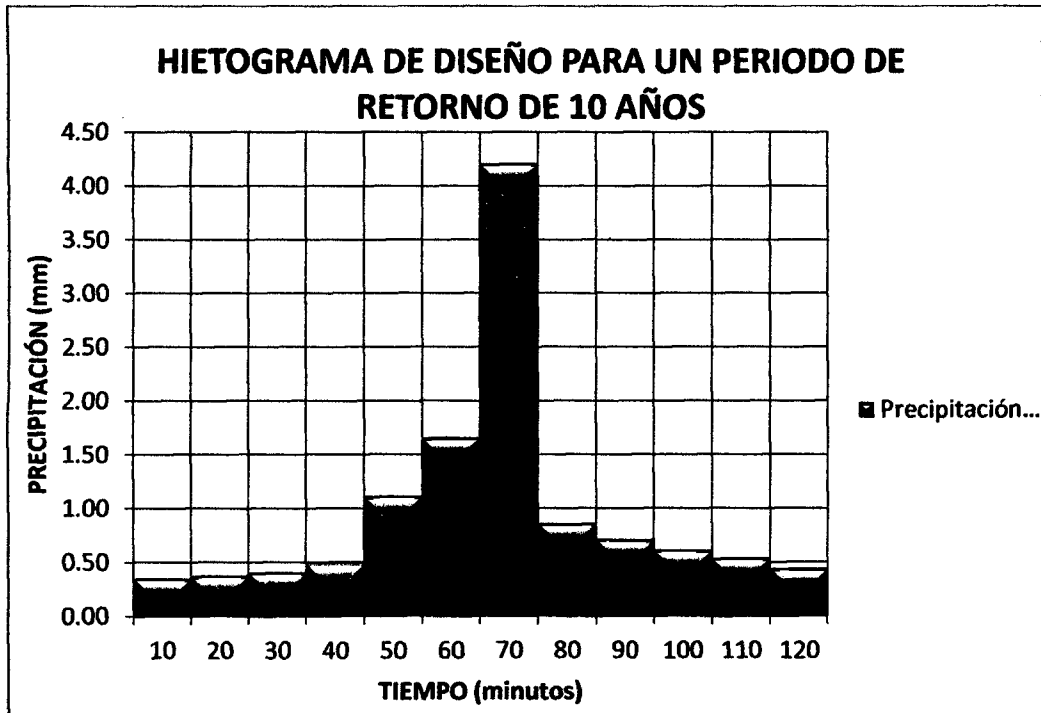
t=duración del tiempo (min)

- Para construir el Hietograma de diseño mediante el método de los bloques alternos se hace uso de la curva IDF, y se asumirá que se presentó una lluvia muy intensa de 2 horas para 10 años de periodo de retorno según el diseño para drenaje pluvial.

Cuadro N°21: Resultado de valores de Hietograma de diseño mediante el método de bloque alterno.

| t (min) | TR (mm/h) | Precipitación Acumulada (mm) | Precipitación Incremental (mm) | Precipitación (mm) | tiempo (mm) |
|------------|--------------|------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------|----------------|
| | TR= 10 | | | | |
| 10 | 25.252 | 4.21 | 4.21 | 0.35 | 10 |
| 20 | 17.610 | 5.87 | 1.66 | 0.38 | 20 |
| 30 | 13.968 | 6.98 | 1.11 | 0.41 | 30 |
| 40 | 11.768 | 7.85 | 0.86 | 0.48 | 40 |
| 50 | 10.270 | 8.56 | 0.71 | 1.11 | 50 |
| 60 | 9.170 | 9.17 | 0.61 | 1.66 | 60 |
| 70 | 8.323 | 9.71 | 0.54 | 4.21 | 70 |
| 80 | 7.646 | 10.20 | 0.48 | 0.86 | 80 |
| 90 | 7.091 | 10.64 | 0.44 | 0.71 | 90 |
| 100 | 6.625 | 11.04 | 0.41 | 0.61 | 100 |
| 110 | 6.228 | 11.42 | 0.38 | 0.54 | 110 |
| 120 | 5.885 | 11.77 | 0.35 | 0.44 | 120 |

Gráficos N° 04: Hietograma de diseños obtenidos por el método de bloque
alterno.



**4.2.8.4 RESULTADO DE LOS CÁLCULO DE CAUDAL DE DISEÑO
MEDIANTE EL PROGRAMA HEC-HMS**

Cuadro N°22: Resultado de caudal obtenido por HEC-HMS.

| SECTORES | AREA (HAS) | AREA (km2) | HEC-HMS m3/seg |
|-----------------|-------------------|-------------------|-----------------------|
| SECTOR N° 01 | 29.59 | 0.30 | 1.50 |
| SECTOR N° 02 | 40.23 | 0.40 | 1.20 |
| SECTOR N° 03 | 16.02 | 0.16 | 0.60 |
| SECTOR N° 04 | 35.80 | 0.36 | 1.50 |
| SECTOR N° 05 | 13.68 | 0.14 | 0.60 |
| SECTOR N° 06 | 5.71 | 0.06 | 0.30 |
| SECTOR N° 07 | 2.79 | 0.03 | 0.20 |
| SECTOR N° 08 | 37.51 | 0.38 | 1.70 |
| SECTOR N° 09 | 13.46 | 0.11 | 0.50 |
| SECTOR N° 10 | 31.99 | 0.32 | 1.60 |
| SECTOR N° 11 | 20.06 | 0.20 | 1.60 |
| SECTOR N° 12 | 24.96 | 0.25 | 1.30 |
| SECTOR N° 13 | 42.98 | 0.43 | 2.10 |
| SECTOR N° 14 | 9.64 | 0.10 | 0.50 |
| SECTOR N° 15 | 79.78 | 0.80 | 4.40 |
| TOTAL | 404.20 | 4.02 | 19.60 |

4.2.8.5 RESULTADO DE HIDROGRAMAS DE CAUDAL DE SALIDA EN CADA SECTOR URBANO MEDIANTE EL PROGRAMA HEC-HMS.

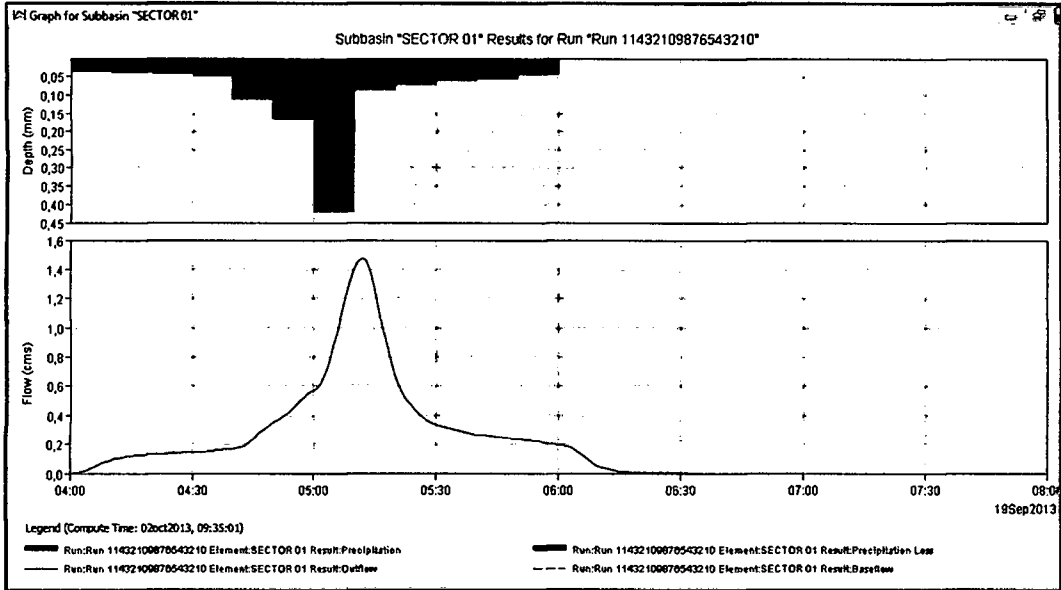


Gráfico N° 05: Hidrograma de caudal de salida sector 1.

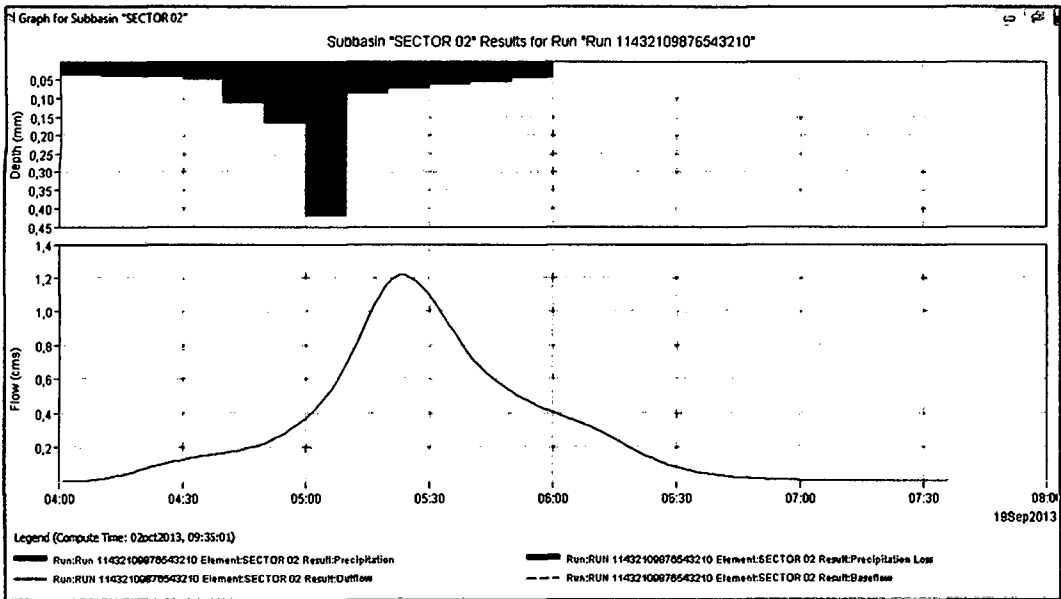


Gráfico N° 06: Hidrograma de caudal de salida sector 2.

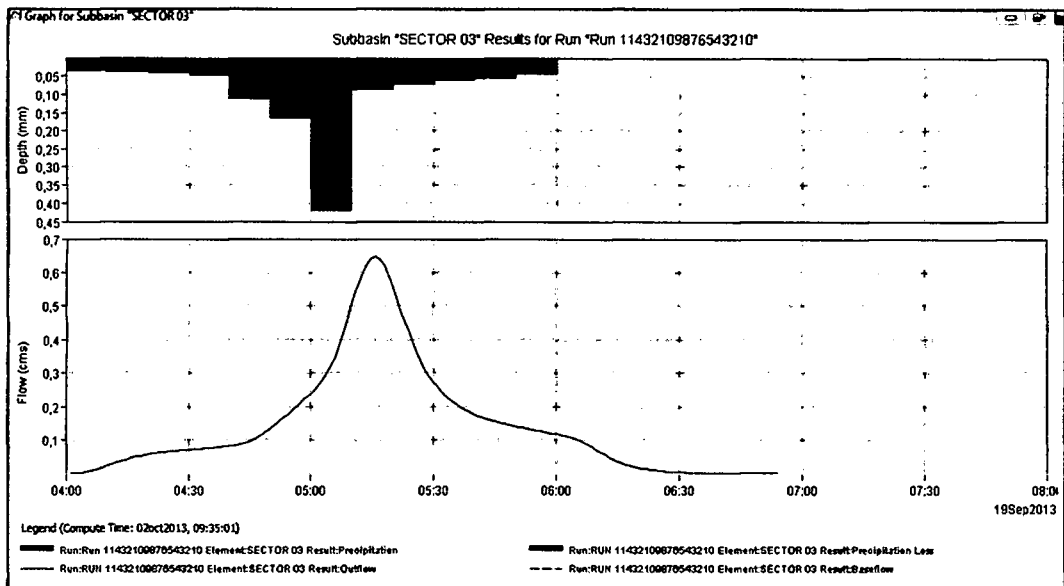


Gráfico N° 07: Hidrograma de caudal de salida sector 3.

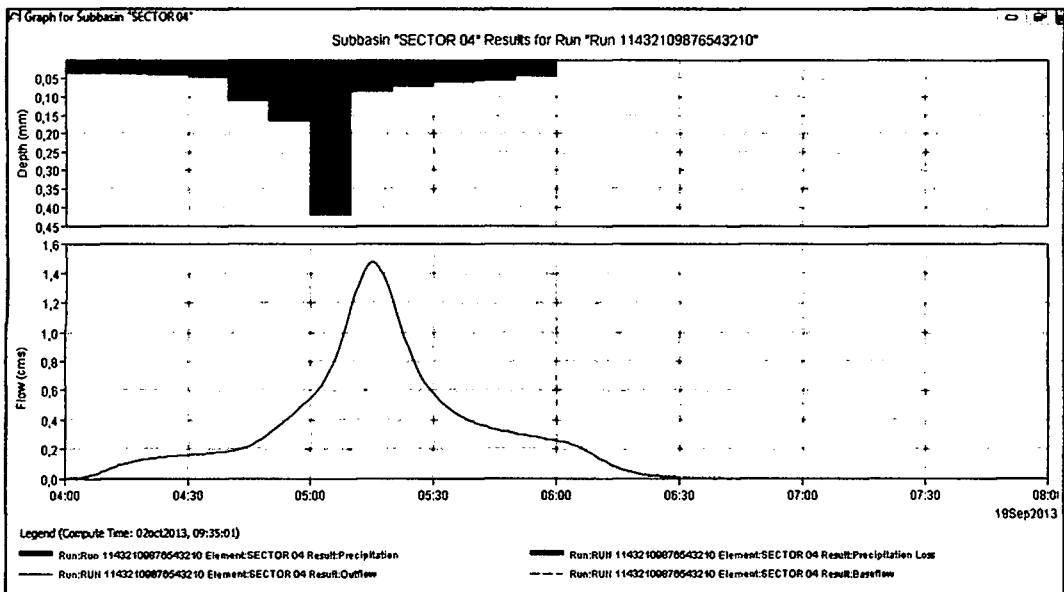


Gráfico N° 08: Hidrograma de caudal de salida sector 4.

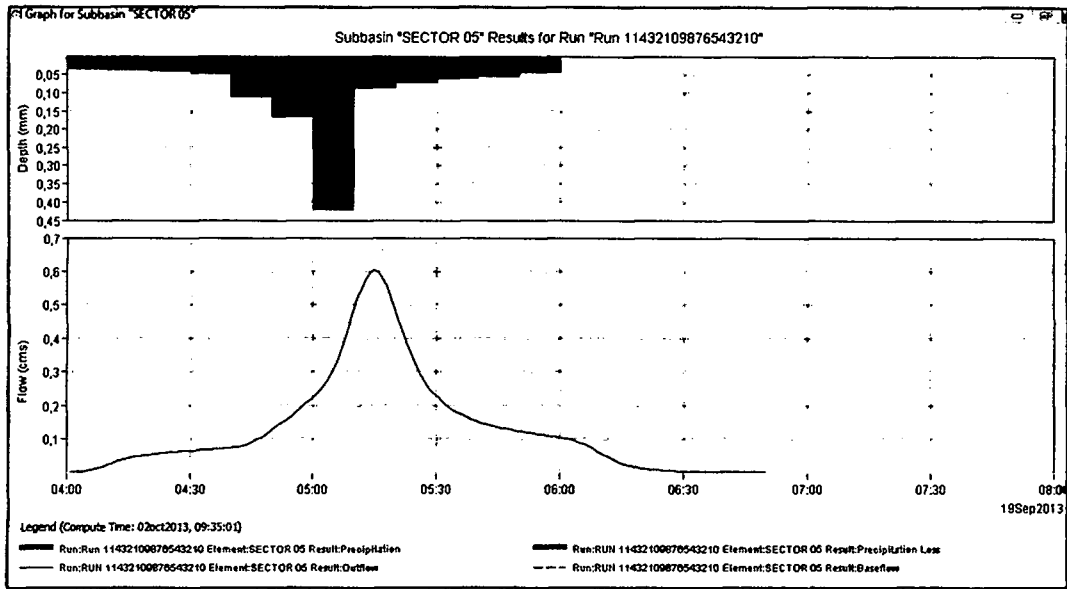


Gráfico N° 09: Hidrograma de caudal de salida sector 5.

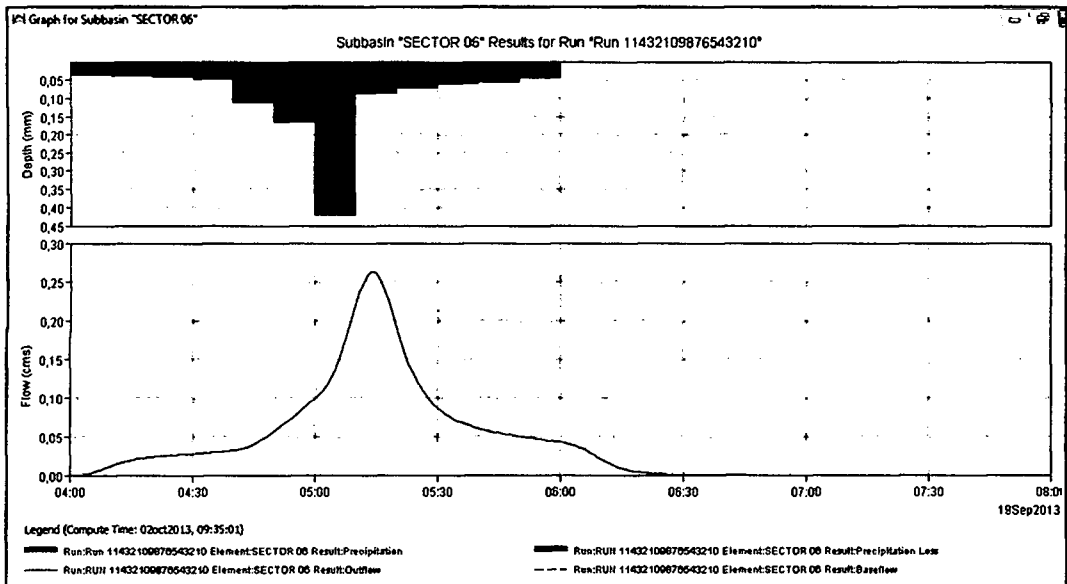


Gráfico N° 10: Hidrograma de caudal de salida sector 6.

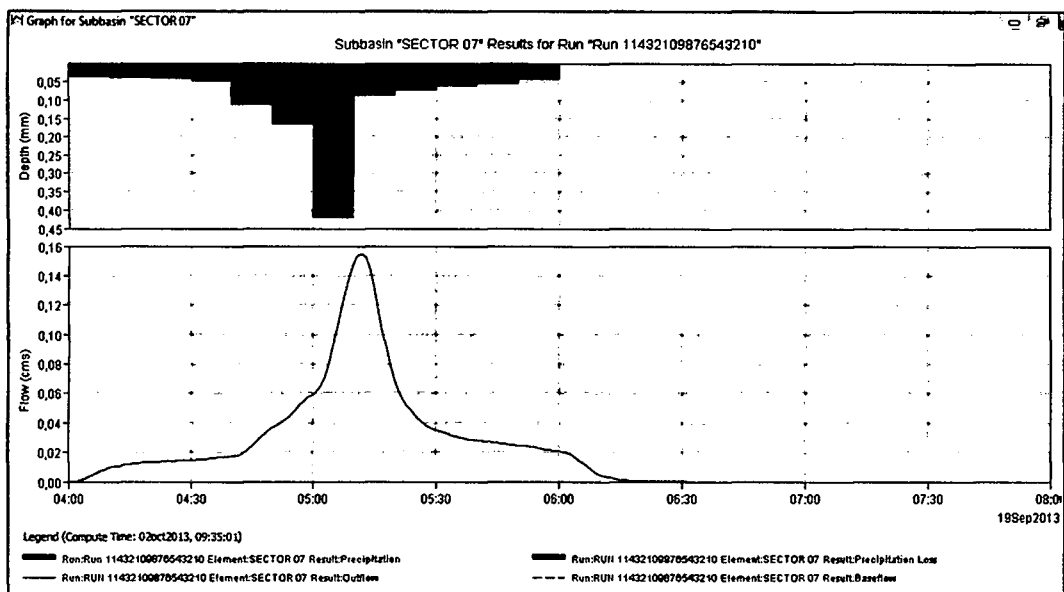


Gráfico N° 11: Hidrograma de caudal de salida sector 7.

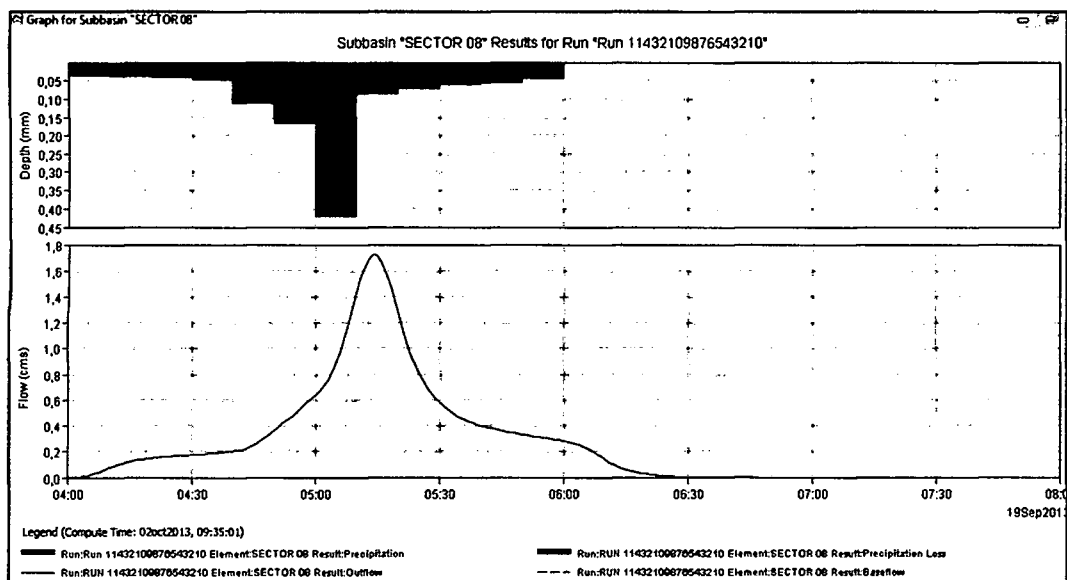


Gráfico N° 12: Hidrograma de caudal de salida sector 8.

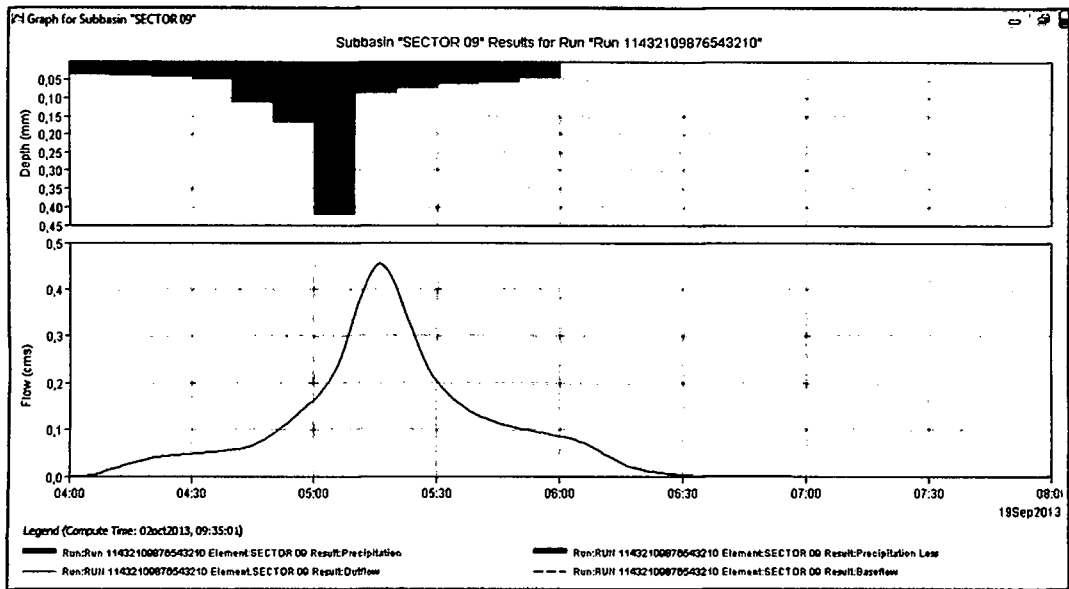


Gráfico N° 13: Hidrograma de caudal de salida sector 9.

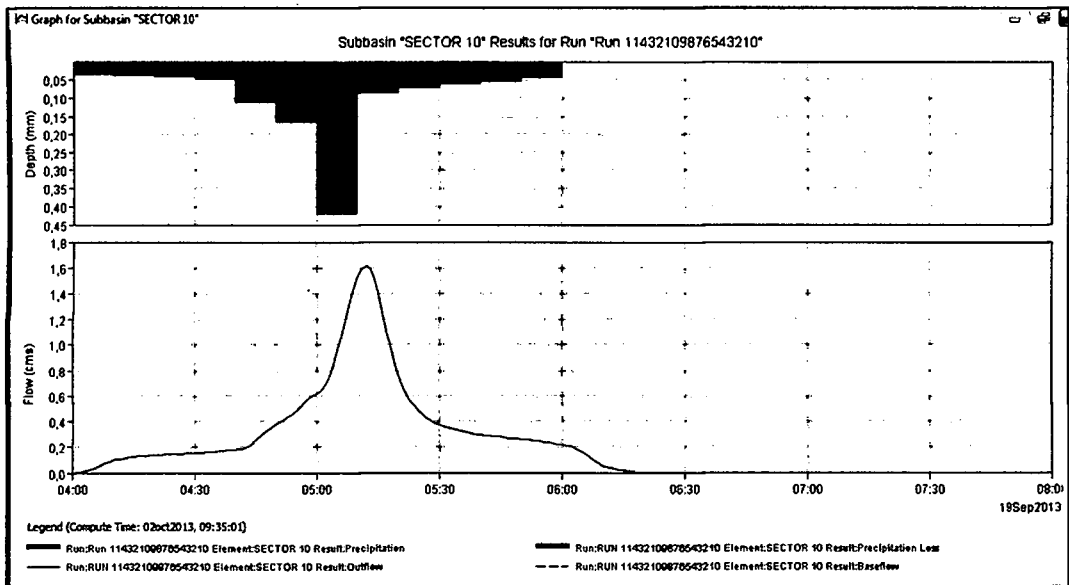


Gráfico N° 14: Hidrograma de caudal de salida sector 10.

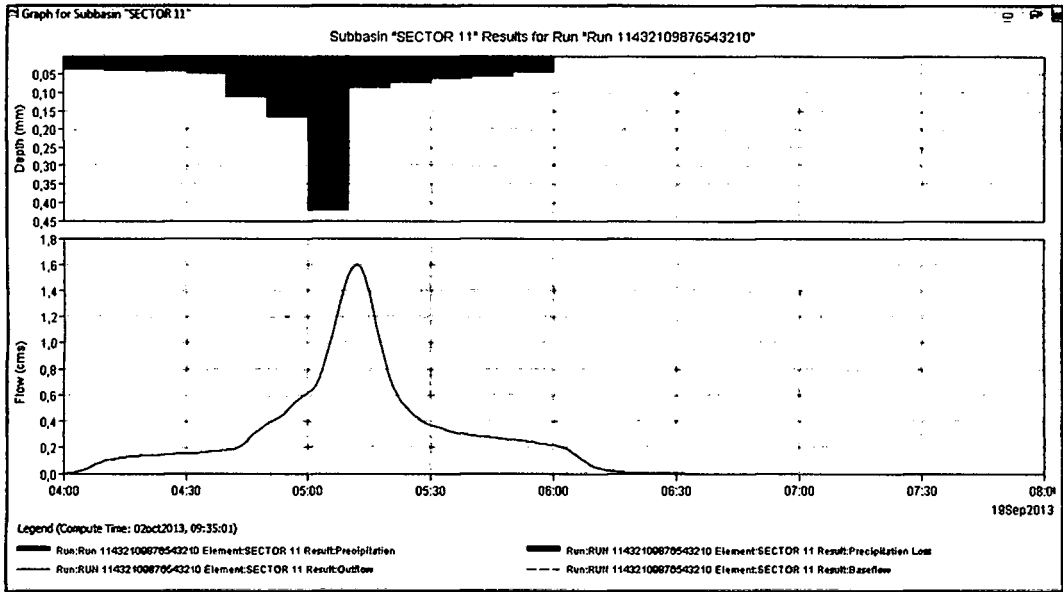


Gráfico N° 15: Hidrograma de caudal de salida sector 11.

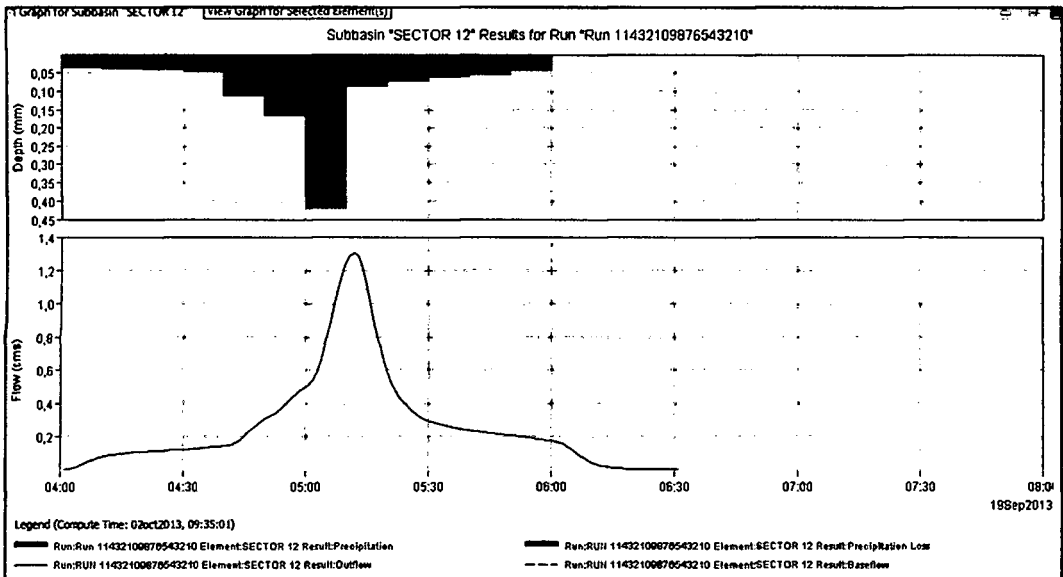


Gráfico N° 16: Hidrograma de caudal de salida sector 12.

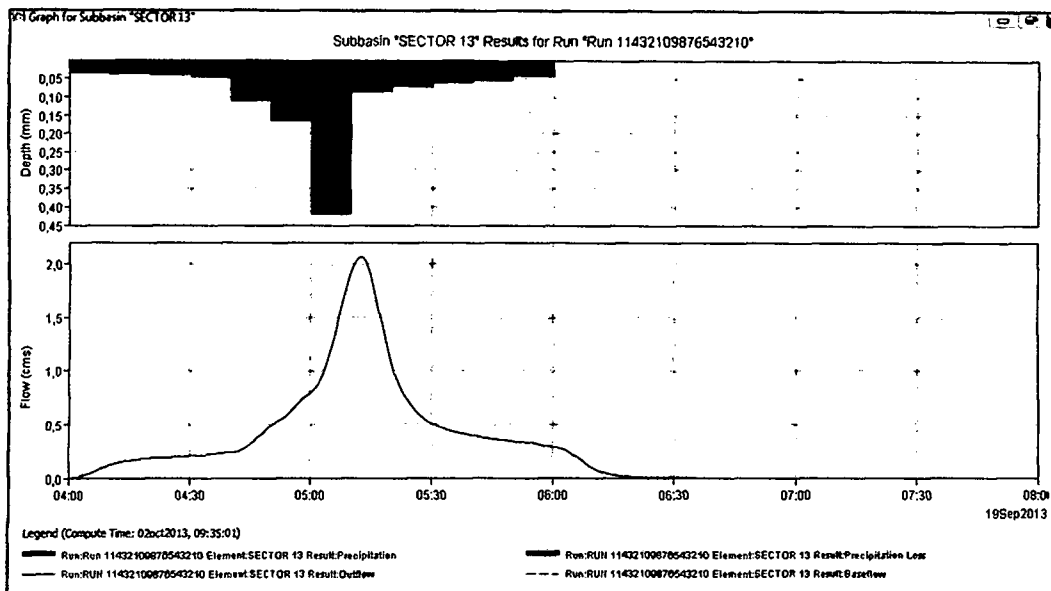


Gráfico Nº 17: Hidrograma de caudal de salida sector 13.

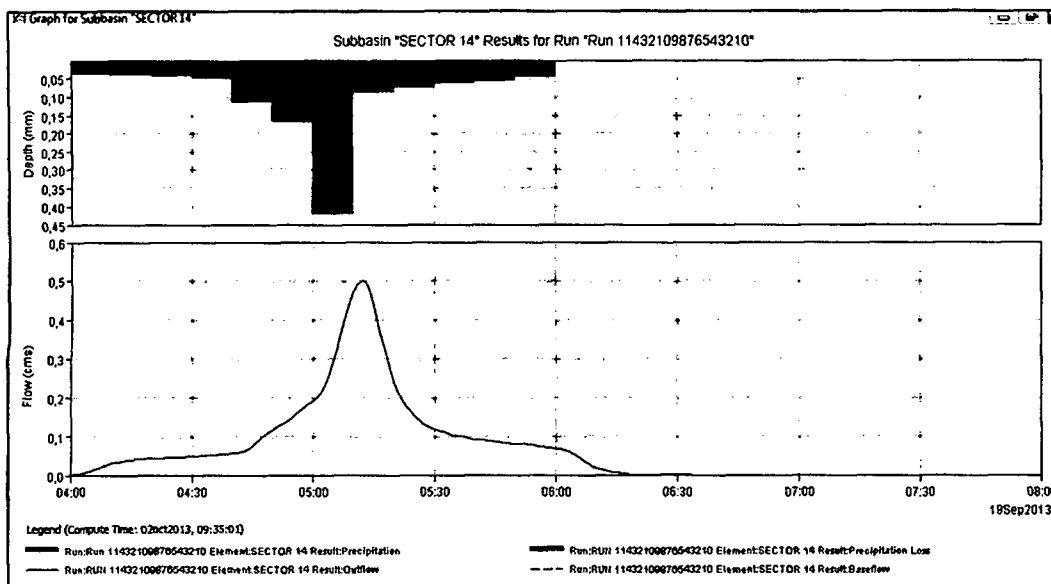


Gráfico Nº 18: Hidrograma de caudal de salida sector 14.

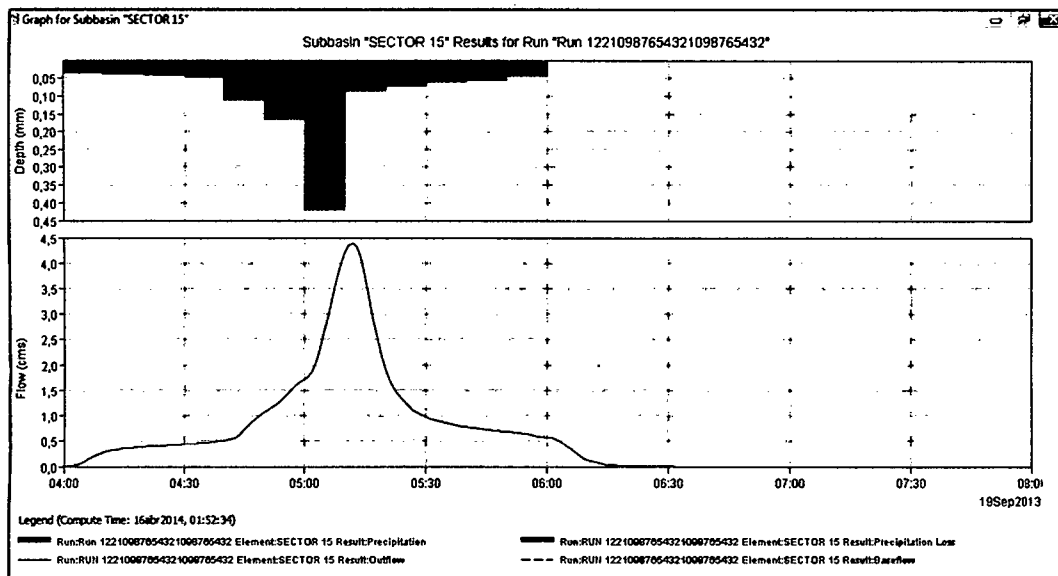


Gráfico N° 19: Hidrograma de caudal de salida sector 15.

4.2.8.6 COMPARACION DE RESULTADO DE CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO

- Se realizó la Comparación de resultados de caudal máximo mediante los métodos calculados.
- La diferencia entre los resultados son aproximados.
- El cálculo de caudal de máximo para diseño de drenaje pluvial con el método HEC-HMS. Sirvió para comprobar los resultados con los demás métodos y ser aceptables.

Cuadro N°23: Comparación de resultados de caudal máximo mediante los métodos calculados.

| SECTORES | ILIA SENAMI | FREDERICH BELL | HEC-HMS m3/seg |
|--------------|----------------------|----------------------|-------------------|
| | CAUDAL (Q) m3/seg | CAUDAL (Q) m3/seg | |
| SECTOR N° 01 | 1.492 | 1.362 | 1.50 |
| SECTOR N° 02 | 1.681 | 1.171 | 1.20 |
| SECTOR N° 03 | 0.720 | 0.561 | 0.60 |
| SECTOR N° 04 | 1.516 | 1.194 | 1.50 |
| SECTOR N° 05 | 0.708 | 0.567 | 0.60 |
| SECTOR N° 06 | 0.276 | 0.225 | 0.30 |
| SECTOR N° 07 | 0.167 | 0.153 | 0.20 |
| SECTOR N° 08 | 2.093 | 1.694 | 1.70 |
| SECTOR N° 09 | 0.796 | 0.723 | 0.50 |
| SECTOR N° 10 | 1.829 | 1.669 | 1.60 |
| SECTOR N° 11 | 1.103 | 0.999 | 1.60 |
| SECTOR N° 12 | 1.544 | 1.410 | 1.30 |
| SECTOR N° 13 | 2.182 | 1.964 | 2.10 |
| SECTOR N° 14 | 0.544 | 0.495 | 0.50 |
| SECTOR N° 15 | 4.697 | 4.306 | 4.40 |
| TOTAL | 21.350 | 18.492 | 19.60 |

4.3. DISEÑOS HIDRAULICOS

4.3.1 DISEÑO DE COLECTORES Y SUMIDEROS

- Las aguas pluviales están conformados por un conjunto de colectores subterráneos y canales necesarios para evacuar la escorrentía producto de las precipitaciones.
- Las aguas de la lluvia serán interceptadas por los sumideros ubicadas en las calles de cada sector urbano y llevados a una red de conductos

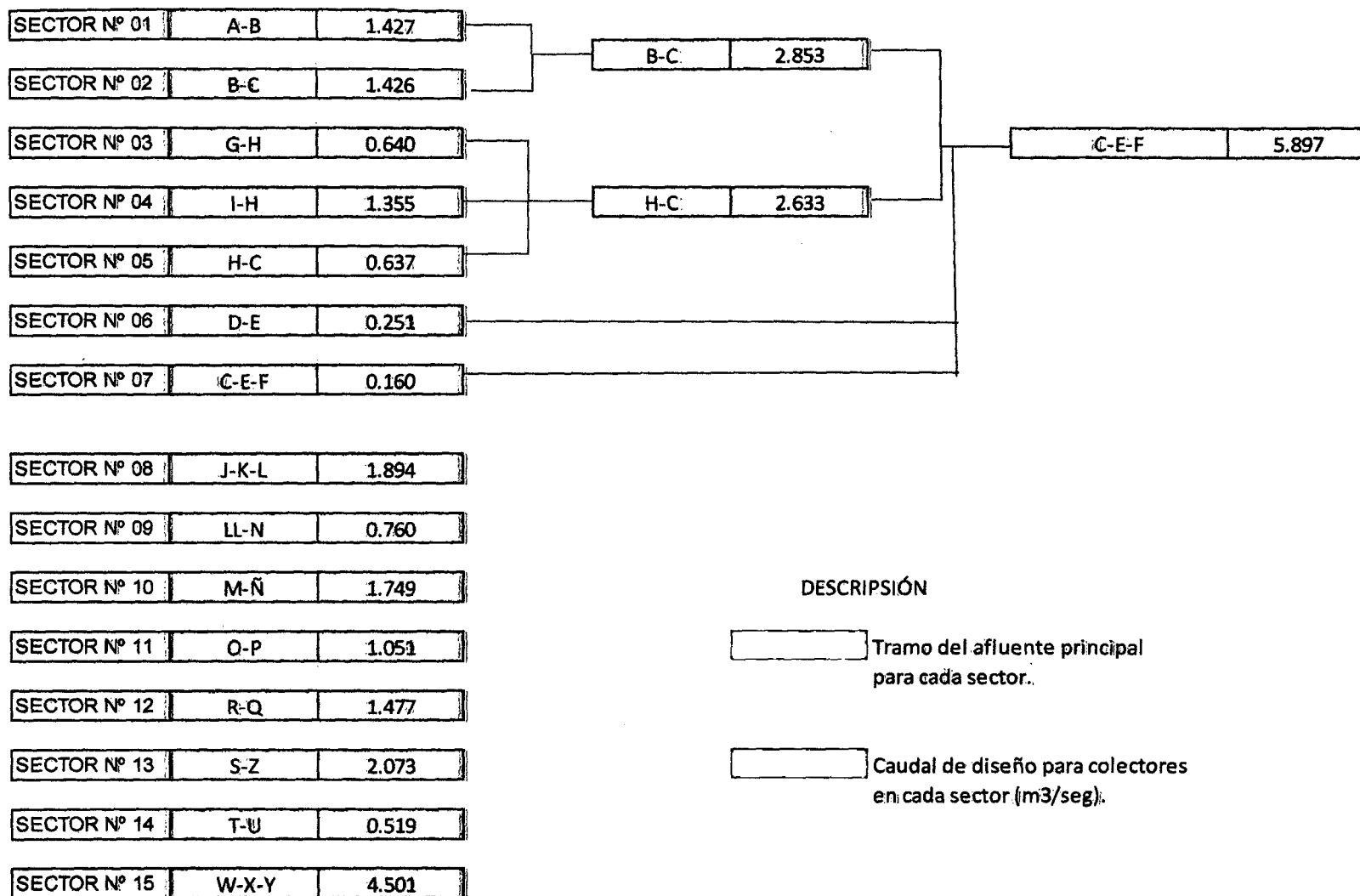
subterráneos que a medida que van entrando y recepcionando los caudales de entrada de cada sector y va aumentando en su dimensión, debido que el área de drenaje va aumentando en su dimensión y de acuerdo a los tramos donde se dirige los afluentes.

- se necesitó los resultados de caudales de máximos promedio.

Cuadro N°24: Resultado del Promedio de caudal máximo para cada sector por los métodos realizados.

| SECTORES | ILIA SENAMI | FREDERICH BELL | CAUDAL PROMEDIO m3/seg |
|--------------|----------------------|----------------------|---------------------------|
| | CAUDAL (Q) m3/seg | CAUDAL (Q) m3/seg | |
| SECTOR N° 01 | 1.492 | 1.362 | 1.427 |
| SECTOR N° 02 | 1.681 | 1.171 | 1.426 |
| SECTOR N° 03 | 0.720 | 0.561 | 0.640 |
| SECTOR N° 04 | 1.516 | 1.194 | 1.355 |
| SECTOR N° 05 | 0.708 | 0.567 | 0.637 |
| SECTOR N° 06 | 0.276 | 0.225 | 0.251 |
| SECTOR N° 07 | 0.167 | 0.153 | 0.160 |
| SECTOR N° 08 | 2.093 | 1.694 | 1.894 |
| SECTOR N° 09 | 0.796 | 0.723 | 0.760 |
| SECTOR N° 10 | 1.829 | 1.669 | 1.749 |
| SECTOR N° 11 | 1.103 | 0.999 | 1.051 |
| SECTOR N° 12 | 1.544 | 1.410 | 1.477 |
| SECTOR N° 13 | 2.182 | 1.964 | 2.073 |
| SECTOR N° 14 | 0.544 | 0.495 | 0.519 |
| SECTOR N° 15 | 4.697 | 4.306 | 4.501 |
| TOTAL | 21.350 | 18.492 | 19.921 |

Gráfico N° 20: Esquema del diseño de colectores para los sectores urbanos en estudio.



1. DISEÑO HIDRAULICO DE COLECTORES

El cálculo diseño hidraulico se usara los metodos

- Se calculó el tirante normal para una sección rectangular para los diseños de colector, dando un dimensionamiento garantizable.
- El flujo de aguas pluviales resulta ser flujo no permanente uniforme, por tal sentido no recorre un caudal o flujo uniforme con variación del tirante.
- Se trabajara con el tirante o tirante de normal de diseño, para calcular las dimensiones de los colectores.

1.1 RESULTADO DE DISEÑO DE DIMENSIÓN H X B DE COLECTORES Y DE BUZONES O CAJAS DE INSPECCIÓN.

Cuadro N° 25: Resultado de diseño de las dimensiones (H X B) para cada colectores y numero de buzones o cajas de inspección.

| TRAMO A-B | DATOS | | | | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) 1/3 Y | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|----------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|-----------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| | COTA TERRENO | | Distancia | Caudal m3/s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| A-B1 | 2754 | 2752 | 81.60 | 1.427 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.02451 | 3.85 | 0.371 | 0.618 | 0.2020 | 1.563 | 1.373 | Supercrítico | 0.206 | 0.824 | 1.00 | 0.60 |
| B1-B2 | 2752 | 2748 | 147.27 | 1.427 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.02716 | 4.01 | 0.355 | 0.592 | 0.1991 | 1.665 | 1.414 | Supercrítico | 0.197 | 0.790 | 1.00 | 0.60 |
| B2-B3 | 2748 | 2746.5 | 73.13 | 1.427 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.02051 | 3.58 | 0.399 | 0.665 | 0.2067 | 1.400 | 1.317 | Supercrítico | 0.222 | 0.887 | 1.00 | 0.60 |
| B3-B | 2746.5 | 2745 | 167.84 | 1.427 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.00894 | 2.52 | 0.567 | 0.945 | 0.2277 | 0.827 | 1.268 | Subcrítico | 0.315 | 1.259 | 1.00 | 0.60 |
| longitud total del tramo A-B | | | 469.85 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| TRAMO B-C | DATOS | | | | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) 1/3 Y | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|------------------|----------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|-----------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| | COTA TERRENO | | Distancia (m) | Caudal m3/s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| B-B4 | 2745.00 | 2739.00 | 214.23 | 2.853 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.02801 | 4.96 | 0.575 | 0.575 | 0.2675 | 2.089 | 1.830 | Supercrítico | 0.192 | 0.767 | 1.50 | 1.00 |
| B4-B5 | 2739.00 | 2738.50 | 84.17 | 2.853 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.00594 | 2.68 | 1.064 | 1.064 | 0.3401 | 0.830 | 1.430 | Subcrítico | 0.355 | 1.418 | 1.50 | 1.00 |
| B5-B6 | 2738.50 | 2738.00 | 76.53 | 2.853 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.00653 | 2.79 | 1.023 | 1.023 | 0.3358 | 0.881 | 1.419 | Subcrítico | 0.341 | 1.364 | 1.50 | 1.00 |
| B6-B7 | 2738.00 | 2737.00 | 177.24 | 2.853 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.00564 | 2.63 | 1.087 | 1.087 | 0.3424 | 0.804 | 1.438 | Subcrítico | 0.362 | 1.449 | 1.50 | 1.00 |
| B7-B8 | 2737.00 | 2736.00 | 218.49 | 2.853 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.00458 | 2.41 | 1.185 | 1.185 | 0.3516 | 0.706 | 1.481 | Subcrítico | 0.395 | 1.580 | 1.50 | 1.00 |
| B8-B9 | 2736.00 | 2735.00 | 156.92 | 2.853 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.00637 | 2.76 | 1.033 | 1.033 | 0.3370 | 0.867 | 1.422 | Subcrítico | 0.344 | 1.378 | 1.50 | 1.00 |
| B9-B10 | 2735.00 | 2732.00 | 269.53 | 2.853 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.01113 | 3.46 | 0.824 | 0.824 | 0.3112 | 1.217 | 1.435 | Supercrítico | 0.275 | 1.099 | 1.50 | 1.00 |
| B10-C | 2732.00 | 2730.00 | 101.78 | 2.853 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.01965 | 4.33 | 0.659 | 0.659 | 0.2843 | 1.702 | 1.614 | Supercrítico | 0.220 | 0.879 | 1.50 | 1.00 |
| longitud total del tramo B-C | | | 1298.90 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| TRAMO G-H | COTA TERRENO | | Distancia | DATOS | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | diante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) 1/3 Y | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|-----------------------------|-------------------|-----------------|-------------|---------------------|-----------------|----------------------------|--------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|-----------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | Caudal m ³ /s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | G-B11 | 2790.00 | | 2786.00 | 105.90 | 0.640 | 0.014 | 0.50 | | | | | | | | | | | |
| B11-B12 | 2786.00 | 2782.00 | 88.03 | 0.640 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.04544 | 4.09 | 0.157 | 0.313 | 0.1391 | 2.331 | 1.165 | Supercrítico | 0.104 | 0.418 | 0.70 | 0.50 |
| B12-B13 | 2782.00 | 2778.50 | 112.17 | 0.640 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.03120 | 3.53 | 0.181 | 0.363 | 0.1480 | 1.872 | 0.998 | Supercrítico | 0.121 | 0.484 | 0.70 | 0.50 |
| B13-B14 | 2778.50 | 2773.00 | 119.92 | 0.640 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.04586 | 4.10 | 0.156 | 0.312 | 0.1388 | 2.344 | 1.170 | Supercrítico | 0.104 | 0.416 | 0.70 | 0.50 |
| B14-B15 | 2773.00 | 2768.00 | 129.47 | 0.640 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.03862 | 3.84 | 0.167 | 0.334 | 0.1429 | 2.121 | 1.085 | Supercrítico | 0.111 | 0.445 | 0.70 | 0.50 |
| B15-B16 | 2768.00 | 2763.00 | 121.83 | 0.640 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.04104 | 3.93 | 0.163 | 0.326 | 0.1415 | 2.198 | 1.113 | Supercrítico | 0.109 | 0.435 | 0.70 | 0.50 |
| B16-B17 | 2763.00 | 2759.50 | 127.20 | 0.640 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.02751 | 3.36 | 0.191 | 0.381 | 0.1510 | 1.737 | 0.956 | Supercrítico | 0.127 | 0.508 | 0.70 | 0.50 |
| B17-B18 | 2759.50 | 2759.00 | 121.52 | 0.640 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.00411 | 1.53 | 0.419 | 0.838 | 0.1926 | 0.533 | 0.957 | Subcrítico | 0.279 | 1.118 | 0.70 | 0.50 |
| B18-H | 2759.00 | 2758.00 | 225.00 | 0.640 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.00444 | 1.58 | 0.405 | 0.811 | 0.1911 | 0.560 | 0.938 | Subcrítico | 0.270 | 1.081 | 0.70 | 0.50 |
| longitud total del tramo G-H | | | 1151.03 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| DATOS | | | | | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) 1/3 Y | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|----------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|-----------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| TRAMO I-H | COTA TERRENO | | Distancia | Caudal m3/s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| B19 | 2797.00 | 2794.00 | 63.91 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.04694 | 4.95 | 0.274 | 0.456 | 0.1810 | 2.341 | 1.706 | Supercrítico | 0.152 | 0.608 | 0.80 | 0.60 |
| B19-B20 | 2794.00 | 2791.00 | 106.16 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.02828 | 4.04 | 0.335 | 0.559 | 0.1952 | 1.725 | 1.391 | Supercrítico | 0.186 | 0.745 | 0.80 | 0.60 |
| B20-B21 | 2791.00 | 2787.00 | 122.51 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.03265 | 4.28 | 0.316 | 0.527 | 0.1912 | 1.883 | 1.463 | Supercrítico | 0.176 | 0.703 | 0.80 | 0.60 |
| B21-B22 | 2787.00 | 2781.00 | 158.52 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.03785 | 4.55 | 0.298 | 0.497 | 0.1871 | 2.059 | 1.550 | Supercrítico | 0.166 | 0.663 | 0.80 | 0.60 |
| B22-B23 | 2781.00 | 2777.00 | 134.19 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.02981 | 4.13 | 0.328 | 0.547 | 0.1937 | 1.783 | 1.416 | Supercrítico | 0.182 | 0.729 | 0.80 | 0.60 |
| B23-B24 | 2777.00 | 2775.00 | 69.77 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.02866 | 4.06 | 0.333 | 0.556 | 0.1948 | 1.741 | 1.398 | Supercrítico | 0.185 | 0.741 | 0.80 | 0.60 |
| B24-B25 | 2775.00 | 2773.00 | 67.15 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.02978 | 4.13 | 0.328 | 0.547 | 0.1938 | 1.782 | 1.416 | Supercrítico | 0.182 | 0.730 | 0.80 | 0.60 |
| B25-B26 | 2773.00 | 2768.00 | 134.82 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.03709 | 4.51 | 0.301 | 0.501 | 0.1877 | 2.033 | 1.537 | Supercrítico | 0.167 | 0.668 | 0.80 | 0.60 |
| B26-B27 | 2768.00 | 2765.00 | 108.72 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.02759 | 4.00 | 0.339 | 0.564 | 0.1959 | 1.700 | 1.381 | Supercrítico | 0.188 | 0.753 | 0.80 | 0.60 |
| B27-B28 | 2765.00 | 2760.50 | 120.70 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.03728 | 4.52 | 0.300 | 0.500 | 0.1875 | 2.040 | 1.540 | Supercrítico | 0.167 | 0.667 | 0.80 | 0.60 |
| B28-H | 2760.50 | 2757.00 | 140.20 | 1.355 | 0.014 | 0.60 | 0.00 | 0.02496 | 3.84 | 0.353 | 0.588 | 0.1986 | 1.600 | 1.340 | Supercrítico | 0.196 | 0.784 | 0.80 | 0.60 |
| longitud total del tramo I-H | | | 1226.65 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| TRAMO H-C | COTA TERRENO | | Distancia | DATOS | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|-----------------------------|-------------------|-----------------|-------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | Caudal m ³ /s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | | | | 1/3 Y | | | | | | | | | | | | | | | |
| H-B29 | 2758.00 | 2757.50 | 66.26 | 2.633 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.00755 | 2.91 | 0.903 | 0.903 | 0.3219 | 0.979 | 1.336 | Subcrítico | 0.301 | 1.205 | 1.40 | 1.00 |
| B29-B30 | 2757.50 | 2754.50 | 135.04 | 2.633 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.02222 | 4.46 | 0.591 | 0.591 | 0.2708 | 1.851 | 1.603 | Supercrítico | 0.197 | 0.788 | 1.40 | 1.00 |
| B30-B31 | 2754.50 | 2749.50 | 138.96 | 2.633 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.03598 | 5.35 | 0.492 | 0.492 | 0.2480 | 2.435 | 1.951 | Supercrítico | 0.164 | 0.656 | 1.40 | 1.00 |
| B31-B32 | 2749.50 | 2748.50 | 103.90 | 2.633 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.00962 | 3.21 | 0.819 | 0.819 | 0.3105 | 1.133 | 1.348 | Supercrítico | 0.273 | 1.093 | 1.40 | 1.00 |
| B32-B33 | 2758.00 | 2744.50 | 172.19 | 2.633 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.07840 | 7.12 | 0.370 | 0.370 | 0.2125 | 3.740 | 2.955 | Supercrítico | 0.123 | 0.493 | 1.40 | 1.00 |
| B33-B34 | 2757.50 | 2739.00 | 107.97 | 2.633 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.17134 | 9.41 | 0.280 | 0.280 | 0.1794 | 5.678 | 4.792 | Supercrítico | 0.093 | 0.373 | 1.40 | 1.00 |
| B34-B35 | 2739.00 | 2738.50 | 91.01 | 2.633 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.00549 | 2.56 | 1.028 | 1.028 | 0.3364 | 0.806 | 1.362 | Subcrítico | 0.343 | 1.371 | 1.40 | 1.00 |
| B35-B36 | 2738.50 | 2732.00 | 97.35 | 2.633 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.06677 | 6.72 | 0.392 | 0.392 | 0.2197 | 3.428 | 2.694 | Supercrítico | 0.131 | 0.522 | 1.40 | 1.00 |
| B36-C | 2732.00 | 2730.00 | 110.12 | 2.633 | 0.014 | 1.00 | 0.00 | 0.01816 | 4.12 | 0.638 | 0.638 | 0.2804 | 1.648 | 1.505 | Supercrítico | 0.213 | 0.851 | 1.40 | 1.00 |
| longitud total del tramo H-C | | | 1022.80 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| TRAMO D-E | COTA TERRENO | | Distancia | DATOS | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|-----------------------------|-------------------|-----------------|-------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | Caudal m ³ /s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | | | | 1/3 Y | | | | | | | | | | | | | | | |
| D-B37 | 2736.00 | 2735.20 | 246.71 | 0.251 | 0.014 | 0.40 | 0.00 | 0.00324 | 1.13 | 0.221 | 0.553 | 0.1469 | 0.486 | 0.619 | Subcrítico | 0.184 | 0.738 | 0.70 | 0.40 |
| B37-B38 | 2735.20 | 2732.00 | 195.53 | 0.251 | 0.014 | 0.40 | 0.00 | 0.01637 | 2.19 | 0.114 | 0.286 | 0.1176 | 1.311 | 0.531 | Supercrítico | 0.095 | 0.381 | 0.70 | 0.40 |
| B38-B39 | 2732.00 | 2731.00 | 54.00 | 0.251 | 0.014 | 0.40 | 0.00 | 0.01852 | 2.30 | 0.109 | 0.272 | 0.1153 | 1.410 | 0.542 | Supercrítico | 0.091 | 0.363 | 0.70 | 0.40 |
| B39-B40 | 2731.00 | 2728.00 | 173.40 | 0.251 | 0.014 | 0.40 | 0.00 | 0.02884 | 2.73 | 0.092 | 0.230 | 0.1069 | 1.820 | 0.610 | Supercrítico | 0.077 | 0.306 | 0.70 | 0.40 |
| B40-E | 2728.00 | 2723.00 | 55.83 | 0.251 | 0.014 | 0.40 | 0.00 | 0.05374 | 3.45 | 0.073 | 0.182 | 0.0952 | 2.585 | 0.788 | Supercrítico | 0.061 | 0.242 | 0.70 | 0.40 |
| longitud total del tramo D-E | | | 725.45 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| DATOS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|-----------------------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| TRAMO C-E-F | COTA TERRENO | | Distancia | Caudal m ³ /s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | | | | | | | | | | | | | 1/3 Y | | | |
| C-B37 | 2730.00 | 2726.50 | 104.65 | 5.897 | 0.014 | 1.10 | 0.00 | 0.03345 | 6.29 | 0.937 | 0.852 | 0.3343 | 2.176 | 2.869 | Supercrítico | 0.284 | 1.136 | 1.70 | 1.10 |
| B37-E | 2726.50 | 2723.00 | 82.60 | 5.897 | 0.014 | 1.10 | 0.00 | 0.04237 | 6.91 | 0.854 | 0.776 | 0.3219 | 2.503 | 3.208 | Supercrítico | 0.259 | 1.035 | 1.70 | 1.10 |
| E-B41 | 2723.00 | 2721.80 | 88.77 | 5.897 | 0.014 | 1.10 | 0.00 | 0.01352 | 4.36 | 1.353 | 1.230 | 0.3801 | 1.254 | 2.198 | Supercrítico | 0.410 | 1.640 | 1.70 | 1.10 |
| B41-B42 | 2721.80 | 2720.40 | 104.79 | 5.897 | 0.014 | 1.10 | 0.00 | 0.01336 | 4.34 | 1.360 | 1.236 | 0.3807 | 1.245 | 2.195 | Supercrítico | 0.412 | 1.648 | 1.70 | 1.10 |
| B42-F | 2720.40 | 2720.00 | 97.86 | 5.897 | 0.014 | 1.10 | 0.00 | 0.00409 | 3.96 | 1.488 | 1.353 | 0.3910 | 1.088 | 2.153 | Supercrítico | 0.451 | 1.803 | 1.70 | 1.10 |
| longitud total del tramo C-E-F | | | 478.67 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| DATOS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|-----------------------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| TRAMO J-K-L | COTA TERRENO | | Distancia | Caudal m ³ /s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | | | | | | | | | | | | | 1/3 Y | | | |
| J-B43 | 2755.00 | 2752.00 | 120.74 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.02485 | 4.19 | 0.452 | 0.646 | 0.2270 | 1.665 | 1.540 | Supercrítico | 0.215 | 0.861 | 1.10 | 0.70 |
| B43-B44 | 2752.00 | 2747.00 | 143.18 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.03492 | 4.80 | 0.394 | 0.563 | 0.2159 | 2.044 | 1.739 | Supercrítico | 0.188 | 0.751 | 1.10 | 0.70 |
| B44-B45 | 2747.00 | 2743.00 | 119.41 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.03350 | 4.72 | 0.401 | 0.573 | 0.2172 | 1.994 | 1.710 | Supercrítico | 0.191 | 0.763 | 1.10 | 0.70 |
| B45-B46 | 2743.00 | 2741.00 | 59.75 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.03347 | 4.72 | 0.401 | 0.573 | 0.2172 | 1.993 | 1.710 | Supercrítico | 0.191 | 0.764 | 1.10 | 0.70 |
| B46-B47 | 2741.00 | 2736.50 | 132.27 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.03402 | 4.75 | 0.398 | 0.569 | 0.2167 | 2.012 | 1.721 | Supercrítico | 0.190 | 0.759 | 1.10 | 0.70 |
| B47-B48 | 2736.50 | 2733.00 | 100.67 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.03477 | 4.80 | 0.395 | 0.564 | 0.2160 | 2.038 | 1.736 | Supercrítico | 0.188 | 0.752 | 1.10 | 0.70 |
| B48-B49 | 2733.00 | 2730.50 | 69.80 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.03582 | 4.85 | 0.390 | 0.558 | 0.2150 | 2.075 | 1.757 | Supercrítico | 0.186 | 0.743 | 1.10 | 0.70 |
| B49-B50 | 2730.50 | 2729.00 | 42.59 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.03522 | 4.82 | 0.393 | 0.561 | 0.2156 | 2.054 | 1.745 | Supercrítico | 0.187 | 0.748 | 1.10 | 0.70 |
| B50-B51 | 2729.00 | 2728.00 | 75.16 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.01330 | 3.24 | 0.584 | 0.835 | 0.2468 | 1.132 | 1.370 | Supercrítico | 0.278 | 1.113 | 1.10 | 0.70 |
| B51-B52 | 2728.00 | 2726.80 | 72.32 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.01659 | 3.55 | 0.533 | 0.762 | 0.2398 | 1.299 | 1.405 | Supercrítico | 0.254 | 1.016 | 1.10 | 0.70 |
| B52-B53 | 2726.80 | 2726.00 | 24.02 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.03331 | 4.71 | 0.402 | 0.574 | 0.2174 | 1.987 | 1.706 | Supercrítico | 0.191 | 0.765 | 1.10 | 0.70 |
| B53-L | 2726.00 | 2725.00 | 7.60 | 1.894 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.13157 | 8.01 | 0.236 | 0.338 | 0.1719 | 4.399 | 3.607 | Supercrítico | 0.113 | 0.450 | 1.10 | 0.70 |
| longitud total del tramo J-K-L | | | 967.51 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| DATOS | | | | | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m); | Numero Froude (F); | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
|--------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|----------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------|--------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| TRAMO LL-N | COTA TERRENO | | Distancia | Caudal m3/s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | | | | | | | | | | | | | 1/3 Y | | | |
| LL-B54 | 2755.00 | 2749.50 | 199.88 | 0.760 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.02752 | 3.48 | 0.218 | 0.437 | 0.1590 | 1.680 | 1.053 | Supercrítico | 0.146 | 0.582 | 0.70 | 0.50 |
| B54-B55 | 2749.50 | 2748.00 | 83.80 | 0.760 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.01790 | 2.92 | 0.260 | 0.520 | 0.1689 | 1.292 | 0.955 | Supercrítico | 0.173 | 0.694 | 0.70 | 0.50 |
| B55-B56 | 2748.00 | 2744.00 | 97.33 | 0.760 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.04110 | 4.08 | 0.186 | 0.372 | 0.1496 | 2.135 | 1.221 | Supercrítico | 0.124 | 0.496 | 0.70 | 0.50 |
| B56-B57 | 2744.00 | 2735.00 | 185.53 | 0.760 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.04851 | 4.35 | 0.174 | 0.349 | 0.1456 | 2.354 | 1.315 | Supercrítico | 0.116 | 0.465 | 0.70 | 0.50 |
| B57-B58 | 2735.00 | 2730.00 | 69.08 | 0.760 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.07238 | 5.08 | 0.149 | 0.299 | 0.1361 | 2.969 | 1.616 | Supercrítico | 0.100 | 0.398 | 0.70 | 0.50 |
| B58-N | 2730.00 | 2727.00 | 63.50 | 0.760 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.04724 | 4.31 | 0.176 | 0.353 | 0.1463 | 2.318 | 1.299 | Supercrítico | 0.118 | 0.470 | 0.70 | 0.50 |
| Longitud total del tramo LL-N/ | | | 699.12 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| DATOS | | | | | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m); | Numero Froude (F); | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|----------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------|--------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| TRAMO M-Ñ | COTA TERRENO | | Distancia | Caudal m3/s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | | | | | | | | | | | | | 1/3 Y | | | |
| M-B59 | 2765.00 | 2764.50 | 83.83 | 1.749 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.00596 | 2.28 | 0.768 | 1.097 | 0.2653 | 0.694 | 1.361 | Subcrítico | 0.366 | 1.462 | 1.30 | 0.70 |
| B59-B60 | 2764.50 | 2764.00 | 64.14 | 1.749 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.00780 | 2.55 | 0.685 | 0.978 | 0.2578 | 0.825 | 1.311 | Subcrítico | 0.326 | 1.304 | 1.30 | 0.70 |
| B60-B61 | 2764.00 | 2763.00 | 56.74 | 1.749 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.01763 | 3.59 | 0.487 | 0.696 | 0.2329 | 1.374 | 1.353 | Supercrítico | 0.232 | 0.928 | 1.30 | 0.70 |
| B61-B62 | 2763.00 | 2762.00 | 62.18 | 1.749 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.01608 | 3.46 | 0.506 | 0.723 | 0.2358 | 1.298 | 1.332 | Supercrítico | 0.241 | 0.964 | 1.30 | 0.70 |
| B62-B63 | 2762.00 | 2761.00 | 81.66 | 1.749 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.01225 | 3.09 | 0.566 | 0.809 | 0.2443 | 1.096 | 1.295 | Supercrítico | 0.270 | 1.078 | 1.30 | 0.70 |
| B63-Ñ | 2761.00 | 2760.00 | 43.40 | 1.749 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.02304 | 4.00 | 0.437 | 0.624 | 0.2243 | 1.617 | 1.441 | Supercrítico | 0.208 | 0.832 | 1.30 | 0.70 |
| Longitud total del tramo M-Ñ | | | 391.95 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| TRAMO O-P | COTA TERRENO | | Distancia | DATOS | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido. (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|----------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|----------------------|
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | Caudal m3/s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | 1/3 Y | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| O-B64 | 2833.00 | 2823.00 | 77.87 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.12843 | 6.77 | 0.155 | 0.222 | 0.1358 | 4.586 | 2.555 | Supercrítico | 0.074 | 0.296 | 1.10 | 0.70 |
| B64-B65 | 2823.00 | 2813.00 | 59.93 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.16687 | 7.42 | 0.142 | 0.202 | 0.1283 | 5.263 | 3.006 | Supercrítico | 0.067 | 0.270 | 1.10 | 0.70 |
| B65-B66 | 2813.00 | 2803.00 | 74.82 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.13365 | 6.86 | 0.153 | 0.219 | 0.1347 | 4.679 | 2.616 | Supercrítico | 0.073 | 0.292 | 1.10 | 0.70 |
| B66-B67 | 2803.00 | 2797.00 | 63.74 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.09414 | 6.05 | 0.174 | 0.248 | 0.1451 | 3.882 | 2.116 | Supercrítico | 0.083 | 0.331 | 1.10 | 0.70 |
| B67-B68 | 2797.00 | 2796.00 | 34.97 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.02859 | 3.90 | 0.270 | 0.385 | 0.1834 | 2.005 | 1.160 | Supercrítico | 0.128 | 0.514 | 1.10 | 0.70 |
| B68-Y69 | 2796.00 | 2795.80 | 49.67 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.00403 | 1.78 | 0.589 | 0.841 | 0.2472 | 0.621 | 1.004 | Subcrítico | 0.280 | 1.122 | 1.10 | 0.70 |
| B69-B70 | 2795.80 | 2795.50 | 113.09 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.00265 | 1.50 | 0.702 | 1.003 | 0.2595 | 0.477 | 1.117 | Subcrítico | 0.334 | 1.338 | 1.10 | 0.70 |
| B70-B71 | 2795.50 | 2791.00 | 81.35 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.05532 | 4.99 | 0.211 | 0.301 | 0.1618 | 2.903 | 1.569 | Supercrítico | 0.100 | 0.401 | 1.10 | 0.70 |
| B71-B72 | 2791.00 | 2789.00 | 76.16 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.02626 | 3.77 | 0.278 | 0.398 | 0.1862 | 1.911 | 1.124 | Supercrítico | 0.133 | 0.530 | 1.10 | 0.70 |
| B72-B73 | 2789.00 | 2788.50 | 87.12 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.00574 | 2.07 | 0.508 | 0.726 | 0.2362 | 0.775 | 0.944 | Subcrítico | 0.242 | 0.968 | 1.10 | 0.70 |
| B73-Y74 | 2788.50 | 2788.00 | 27.99 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.01786 | 3.25 | 0.323 | 0.461 | 0.1990 | 1.529 | 1.001 | Supercrítico | 0.154 | 0.615 | 1.10 | 0.70 |
| B74-B75 | 2788.00 | 2787.50 | 41.37 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.01209 | 2.79 | 0.376 | 0.538 | 0.2120 | 1.216 | 0.935 | Supercrítico | 0.179 | 0.717 | 1.10 | 0.70 |
| B75-P | 2787.50 | 2787.00 | 31.01 | 1.051 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.01612 | 3.13 | 0.336 | 0.480 | 0.2024 | 1.441 | 0.979 | Supercrítico | 0.160 | 0.640 | 1.00 | 0.70 |
| Longitud total del tramo O-P | | | 819.10 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| TRAMO R-Q | COTA TERRENO | | Distancia | DATOS | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido. (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|----------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|----------------------|
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | Caudal m3/s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | 1/3 Y | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| R-B76 | 2743.00 | 2733.00 | 156.67 | 1.477 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.06383 | 5.74 | 0.257 | 0.368 | 0.1793 | 3.021 | 2.045 | Supercrítico | 0.123 | 0.490 | 1.00 | 0.70 |
| B76-B77 | 2733.00 | 2731.00 | 98.67 | 1.477 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.02027 | 3.68 | 0.402 | 0.574 | 0.2174 | 1.550 | 1.263 | Supercrítico | 0.191 | 0.765 | 1.00 | 0.70 |
| B77-B78 | 2731.00 | 2730.00 | 95.75 | 1.477 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.01044 | 2.81 | 0.526 | 0.751 | 0.2387 | 1.035 | 1.153 | Supercrítico | 0.250 | 1.001 | 1.00 | 0.70 |
| B78-B79 | 2730.00 | 2728.00 | 99.80 | 1.477 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.02004 | 3.66 | 0.403 | 0.576 | 0.2178 | 1.539 | 1.259 | Supercrítico | 0.192 | 0.769 | 1.00 | 0.70 |
| B79-B80 | 2728.00 | 2724.00 | 91.88 | 1.477 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.04354 | 4.96 | 0.298 | 0.425 | 0.1920 | 2.428 | 1.679 | Supercrítico | 0.142 | 0.567 | 1.00 | 0.70 |
| B80-Y81 | 2724.00 | 2720.00 | 65.51 | 1.477 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.06106 | 5.64 | 0.262 | 0.374 | 0.1808 | 2.947 | 1.997 | Supercrítico | 0.125 | 0.498 | 1.00 | 0.70 |
| B81-Q | 2720.00 | 2718.00 | 42.23 | 1.477 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.04736 | 5.12 | 0.288 | 0.412 | 0.1892 | 2.549 | 1.750 | Supercrítico | 0.137 | 0.549 | 1.00 | 0.70 |
| Longitud total del tramo R-Q | | | 650.50 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| TRAMO S-Z | COTA TERRENO | | Distancia | DATOS | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m); | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido. (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|----------------|-------------------|-----------------|--------------|----------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|----------------------|
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | Caudal m3/s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m); | | | | | | | | | | | |
| | | | | 1/3 Y | | | | | | | | | | | | | | | |
| S-B82 | 2794.00 | 2792.00 | 100.42 | 2.073 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.01992 | 3.89 | 0.533 | 0.761 | 0.2398 | 1.424 | 1.533 | Supercrítico | 0.254 | 1.015 | 1.10 | 0.70 |
| B82-B83 | 2792.00 | 2783.00 | 120.78 | 2.073 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.07452 | 6.60 | 0.314 | 0.449 | 0.1967 | 3.142 | 2.666 | Supercrítico | 0.150 | 0.599 | 1.10 | 0.70 |
| B83-B84 | 2783.00 | 2775.00 | 112.29 | 2.073 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.07125 | 6.48 | 0.320 | 0.457 | 0.1982 | 3.061 | 2.598 | Supercrítico | 0.152 | 0.609 | 1.10 | 0.70 |
| B84-B85 | 2775.00 | 2766.00 | 114.42 | 2.073 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.07866 | 6.73 | 0.308 | 0.440 | 0.1949 | 3.242 | 2.751 | Supercrítico | 0.147 | 0.586 | 1.10 | 0.70 |
| B85-B86 | 2766.00 | 2760.00 | 117.79 | 2.073 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.05094 | 5.68 | 0.365 | 0.521 | 0.2094 | 2.514 | 2.168 | Supercrítico | 0.174 | 0.695 | 1.10 | 0.70 |
| B86-Y87 | 2760.00 | 2757.00 | 99.18 | 2.073 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.03025 | 4.62 | 0.449 | 0.642 | 0.2265 | 1.839 | 1.727 | Supercrítico | 0.214 | 0.856 | 1.10 | 0.70 |
| B87-B88 | 2757.00 | 2752.00 | 107.10 | 2.073 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.04669 | 5.49 | 0.378 | 0.539 | 0.2123 | 2.387 | 2.076 | Supercrítico | 0.180 | 0.719 | 1.10 | 0.70 |
| B88-B89 | 2752.00 | 2742.00 | 126.65 | 2.073 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.07896 | 6.74 | 0.307 | 0.439 | 0.1948 | 3.249 | 2.757 | Supercrítico | 0.146 | 0.586 | 1.10 | 0.70 |
| B89-Z | 2742.00 | 2729.00 | 93.76 | 2.073 | 0.014 | 0.70 | 0.00 | 0.13866 | 8.36 | 0.248 | 0.354 | 0.1761 | 4.480 | 3.913 | Supercrítico | 0.118 | 0.473 | 1.10 | 0.70 |
| Longitud total del tramo S-Z | | | 992.37 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| TRAMO T-U: | COTA TERRENO | | Distancia | DATOS | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
|------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|-----------------------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | Caudal m ³ /s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | | | | 1/3 Y | | | | | | | | | | | | | | | |
| T-B90 | 2770.00 | 2767.00 | 54.07 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.05548 | 4.19 | 0.124 | 0.248 | 0.1244 | 2.691 | 1.144 | Supercrítico | 0.083 | 0.330 | 0.60 | 0.50 |
| B90-B91 | 2767.00 | 2765.00 | 50.02 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.03998 | 3.71 | 0.140 | 0.280 | 0.1322 | 2.234 | 0.980 | Supercrítico | 0.093 | 0.374 | 0.60 | 0.50 |
| B91-B92 | 2765.00 | 2763.00 | 50.82 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.03935 | 3.68 | 0.141 | 0.282 | 0.1325 | 2.215 | 0.974 | Supercrítico | 0.094 | 0.376 | 0.60 | 0.50 |
| B92-B93 | 2763.00 | 2760.00 | 45.71 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.06563 | 4.47 | 0.116 | 0.233 | 0.1205 | 2.956 | 1.249 | Supercrítico | 0.078 | 0.310 | 0.60 | 0.50 |
| B93-B94 | 2760.00 | 2757.00 | 58.56 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.05123 | 4.07 | 0.128 | 0.255 | 0.1263 | 2.572 | 1.099 | Supercrítico | 0.085 | 0.340 | 0.60 | 0.50 |
| B94-Y95 | 2757.00 | 2755.00 | 59.51 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.03361 | 3.47 | 0.150 | 0.300 | 0.1363 | 2.024 | 0.913 | Supercrítico | 0.100 | 0.399 | 0.60 | 0.50 |
| B95-B96 | 2755.00 | 2750.00 | 66.55 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.07513 | 4.70 | 0.111 | 0.221 | 0.1174 | 3.187 | 1.345 | Supercrítico | 0.074 | 0.295 | 0.60 | 0.50 |
| B96-Y97 | 2750.00 | 2748.00 | 56.41 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.03545 | 3.54 | 0.147 | 0.294 | 0.1350 | 2.085 | 0.932 | Supercrítico | 0.098 | 0.391 | 0.60 | 0.50 |
| B97-B98 | 2748.00 | 2747.00 | 61.49 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.01626 | 2.61 | 0.199 | 0.398 | 0.1535 | 1.322 | 0.745 | Supercrítico | 0.133 | 0.530 | 0.60 | 0.50 |
| B98-B99 | 2747.00 | 2745.00 | 57.52 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.03477 | 3.51 | 0.148 | 0.296 | 0.1355 | 2.063 | 0.925 | Supercrítico | 0.099 | 0.394 | 0.60 | 0.50 |
| B99-B100 | 2745.00 | 2744.00 | 59.02 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.01694 | 2.65 | 0.196 | 0.391 | 0.1525 | 1.355 | 0.751 | Supercrítico | 0.130 | 0.522 | 0.60 | 0.50 |
| B100-B101 | 2744.00 | 2743.00 | 59.07 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.01693 | 2.65 | 0.196 | 0.391 | 0.1526 | 1.354 | 0.750 | Supercrítico | 0.130 | 0.522 | 0.60 | 0.50 |
| B101-B102 | 2743.00 | 2742.00 | 53.40 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.01873 | 2.76 | 0.188 | 0.376 | 0.1502 | 1.438 | 0.765 | Supercrítico | 0.125 | 0.501 | 0.60 | 0.50 |
| B102-U | 2742.00 | 2730.00 | 63.43 | 0.519 | 0.014 | 0.50 | 0.00 | 0.18919 | 6.56 | 0.079 | 0.158 | 0.0969 | 5.264 | 2.352 | Supercrítico | 0.053 | 0.211 | 0.60 | 0.50 |
| Longitud total del tramo T-U | | | 795.59 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| TRAMO W-X-Y | DATOS | | | | | | | | Veloc. (m/s) | Area hidraulico Y(m) | tirante Normal Y(m) | Radio Hidraulico R (m) | Numero Froude (F) | Energia m-Kg/Kg | Número de Flujo | Bordo libre (m) | H calculado (m) | H Asumido (m) | B Asumido (m) |
|--------------------------------|----------------------|--------------------|-----------|-----------------------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| | COTA TERRENO | | Distancia | Caudal m ³ /s | Rugosida d (n) | Base (b) (m) | Talud Z:1 | Pendiente S(m/m) | | | | | | | | | | | |
| | INICIAL (m.s.n.m) | FINAL (m.s.n.m) | | | | | | | | | | | | | | 1/3 Y | | | |
| W-B103 | 2795.00 | 2786.00 | 124.85 | 4.501 | 0.014 | 0.90 | 0.00 | 0.07208 | 7.88 | 0.571 | 0.635 | 0.2633 | 3.157 | 3.799 | Supercrítico | 0.212 | 0.846 | 1.50 | 0.90 |
| B103-B104 | 2786.00 | 2778.00 | 100.83 | 4.501 | 0.014 | 0.90 | 0.00 | 0.07934 | 8.18 | 0.550 | 0.611 | 0.2592 | 3.340 | 4.023 | Supercrítico | 0.204 | 0.815 | 1.50 | 0.90 |
| B104-B105 | 2778.00 | 2774.00 | 79.01 | 4.501 | 0.014 | 0.90 | 0.00 | 0.05062 | 6.85 | 0.657 | 0.730 | 0.2784 | 2.561 | 3.123 | Supercrítico | 0.243 | 0.973 | 1.50 | 0.90 |
| B105-B106 | 2774.00 | 2772.00 | 70.84 | 4.501 | 0.014 | 0.90 | 0.00 | 0.02823 | 5.41 | 0.832 | 0.924 | 0.3027 | 1.797 | 2.417 | Supercrítico | 0.308 | 1.233 | 1.50 | 0.90 |
| B106-B107 | 2772.00 | 2767.00 | 74.89 | 4.501 | 0.014 | 0.90 | 0.00 | 0.06676 | 7.65 | 0.589 | 0.654 | 0.2666 | 3.018 | 3.634 | Supercrítico | 0.218 | 0.872 | 1.50 | 0.90 |
| B107-Y108 | 2767.00 | 2764.50 | 48.20 | 4.501 | 0.014 | 0.90 | 0.00 | 0.05187 | 6.92 | 0.651 | 0.723 | 0.2774 | 2.598 | 3.162 | Supercrítico | 0.241 | 0.964 | 1.50 | 0.90 |
| B108-B109 | 2764.50 | 2763.00 | 51.04 | 4.501 | 0.014 | 0.90 | 0.00 | 0.02939 | 5.50 | 0.818 | 0.909 | 0.3010 | 1.841 | 2.451 | Supercrítico | 0.303 | 1.213 | 1.50 | 0.90 |
| B109-Y110 | 2763.00 | 2762.00 | 61.61 | 4.501 | 0.014 | 0.90 | 0.00 | 0.01623 | 4.30 | 1.047 | 1.164 | 0.3245 | 1.272 | 2.105 | Supercrítico | 0.388 | 1.552 | 1.50 | 0.90 |
| B110-Y | 2762.00 | 2760.00 | 116.19 | 4.501 | 0.014 | 0.90 | 0.00 | 0.01721 | 4.41 | 1.022 | 1.135 | 0.3223 | 1.320 | 2.124 | Supercrítico | 0.378 | 1.514 | 1.50 | 0.90 |
| Longitud total del tramo W-X-Y | | | 727.47 | | | | | | | | | | | | | | | | |

1.2 RESULTADO DE DISEÑO DE LAS DIMENSIONES DE REJILLAS DE CAPTACIÓN

Cuadro N° 26: Resultado de diseño de las dimensiones de rejillas de captación o sumideros.

| SECTORES | TRAMO | DATOS | | | | | | g (m2/seg) | q (m3 /seg) | Y (m) | Energía: m-Kg/Kg | Lg (m) | V (m/seg) | B (L), asumido (m) | Lg (A), Asumido (m) |
|--------------|-------|-----------------|---------------------|-------|-------|------|------|------------|-------------|-------|---------------------|--------|-----------|--------------------------|------------------------|
| | | Longitud (m) | Q diseño. (m3/s) | ε | C | B | | | | | | | | | |
| SECTOR N° 01 | A-B | 469.85 | 1.427 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 1.19 | 0.416 | 0.838 | 0.74892 | 4.140 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 02 | B-C | 1298.90 | 1.426 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 1.19 | 0.416 | 0.838 | 0.748564 | 4.138 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 03 | G-H | 1151.03 | 0.640 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 0.53 | 0.244 | 0.491 | 0.438955 | 2.427 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 04 | H-H | 1226.65 | 1.355 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 1.13 | 0.402 | 0.810 | 0.7236 | 4.000 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 05 | H-C | 1022.80 | 0.637 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 0.53 | 0.243 | 0.490 | 0.437598 | 2.419 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 06 | D-E | 725.45 | 0.251 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 0.21 | 0.131 | 0.263 | 0.234895 | 1.299 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 07 | C-E-F | 478.67 | 0.160 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 0.13 | 0.097 | 0.195 | 0.174144 | 0.963 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 08 | J-K-L | 967.51 | 1.894 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 1.58 | 0.503 | 1.013 | 0.904376 | 5.000 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 09 | LL-N | 699.12 | 0.760 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 0.63 | 0.274 | 0.551 | 0.491903 | 2.719 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 10 | M-Ñ | 391.95 | 1.749 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 1.46 | 0.477 | 0.960 | 0.857605 | 4.741 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 11 | O-P | 819.10 | 1.051 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 0.88 | 0.340 | 0.684 | 0.610768 | 3.377 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 12 | R-Q | 650.50 | 1.477 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 1.23 | 0.426 | 0.858 | 0.766194 | 4.236 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 13 | S-Z | 992.37 | 2.073 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 1.73 | 0.534 | 1.076 | 0.960676 | 5.311 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 14 | T-U | 795.59 | 0.519 | 0.750 | 0.435 | 1.20 | 9.81 | 0.43 | 0.212 | 0.427 | 0.381787 | 2.111 | 1.20 | 1.00 | |
| SECTOR N° 15 | W-X-Y | 727.47 | 4.501 | 0.750 | 0.435 | 1.60 | 9.81 | 2.81 | 0.739 | 1.489 | 0.997264 | 7.351 | 1.20 | 1.00 | |

Del cuadro 21, para fines constructivos se uniformizaran las dimensiones, por lo tanto las rejillas de captación para el presente proyecto tendrán un dimensión de 1.20 m x 1 m.

4.3.2 DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGIA O ZONAS DE DESFOGUE

Para fines de evitar la socavación del cauce natural de la quebrada de Chaquihuaycco en las zonas de desfogue, se diseñara estructuras encargadas de disipar la energía debido a la velocidad en el diseño de los colectores principalmente.

Las velocidades que están los flujos de agua están entre 1 – 8.3 m/seg. Para la disipación de energía en los terminales de los colectores o en la zona de desfogue al cauce natural de la quebrada de Chaquihuaycco.

En este estudio se determinaron estanques amortiguadores de tipo impacto, que es una estructura amortiguadora del tipo impacto, que es una estructura amortiguadora efectiva, aun con tirante insuficiente en la descarga, este tipo de estructura efectiva, aun con tirante insuficiente en la descarga, este tipo de estructuras son efectivos para velocidades que no excedan los 9 m/seg y descargas no mayores a 11.5 m³/seg.

Para el funcionamiento correcto de la pantalla amortiguadora, el borde inferior del deflector debe colocarse al mismo nivel que el fondo del canal o tubo de llegada.

Los estanques amortiguadores o disipadores de energía, durante su funcionamiento están sujetas a grandes fuerzas dinámicas y turbulencias que deben considerarse para el diseño estructural, la estructura debe ser

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Se delimitaron 15 sectores urbanos para obtener los datos geomorfológicos y realizar el estudio hidrológico e hidráulico, teniendo como afluente principal la quebrada Chaquihuaycco, con el objetivo de drenar las aguas pluviales.
- Los cálculos de tiempos de concentración se calculó mediante dos métodos: Método Kirpich Y Método California, luego se sacó un tiempo de concentración promedio de los resultados de estos métodos. El tiempo de concentración mínimo fue de 10.003 minutos debido a la fuerte pendiente. Y el Tc máximo es de 27.107 minutos.
- El cálculo de coeficiente de escorrentía "C" para sectores en estudio se determinó desde un rango de 0.622-0.804, que son indicadores de gran área de zonas impermeables. Ocupadas por calles y techos de vivienda.
- El cálculo de las curvas intensidad- duración- frecuencia (IDF) se realizaron con dos métodos IILIA SENAMHI y FREDERICH BELL, con la que se obtuvieron las intensidades para un tiempo de retorno de 10 años.

- Para la simulación de caudal máximo de diseño se usó el programa HEC-HMS, comprobando los resultados con los demás métodos.
- Los cálculos de intensidades máximas se obtuvieron por el método ILLIA SENAMHI y FREDERICH BELL, que servirán para obtener los caudales máximos utilizando el método racional y al final obtener un caudal promedio y obtener los diseños hidráulicos.
- Para los diseños de colectores en cada sector se determinó que el colector principal de cada sector es la calle principal en donde hay mayor concentración de aguas pluviales.
- En el diseño hidráulico los colectores tienen dimensiones rectangulares para un tipo de canal subterráneo. Los diseños de las dimensiones del canal tuvieron una velocidades mínima de 1.13 m/seg y máxima de 8.36 m/seg en los tramos.
- El esquema de drenaje propuesto en el presente estudio plantea que las aguas pluviales discurren libremente por las calles a través de las pendientes y estas se dirigen a los sumideros de rejilla de captación para ingresar a los colectores, y están ser dirigidas a las zonas de desfogue es decir el afluente o quebrada Chaquihuaycco.

5.2 RECOMENDACIONES

- Debido a al crecimiento de la población, las construcciones de las casas en las zonas de afluentes como la quebrada Chaquihuaycco y otras tributarias, perjudican y cambian el sentido del escurrimiento de las aguas pluviales. Causando desastres en épocas de lluvia. por lo tanto debe haber un ordenamiento y construcción de obras de drenaje.
- La inexistencia de un sistema de drenaje pluvial provoca el colapso del sistema de alcantarillado para aguas servidas, por suministrarlo aguas pluviales, que no están diseñadas para adicionar aguas pluviales. Por lo tanto es necesario la instalación y construcción de un sistema de drenaje pluvial para los sectores urbanos en estudio.
- se recomienda concientizar y educar a la población a no arrojar basura ni desechos tóxicos entre otros, al afluente principal que trae como consecuencia la contaminación y enfermedades.

VI. BIBLIOGRAFÍA

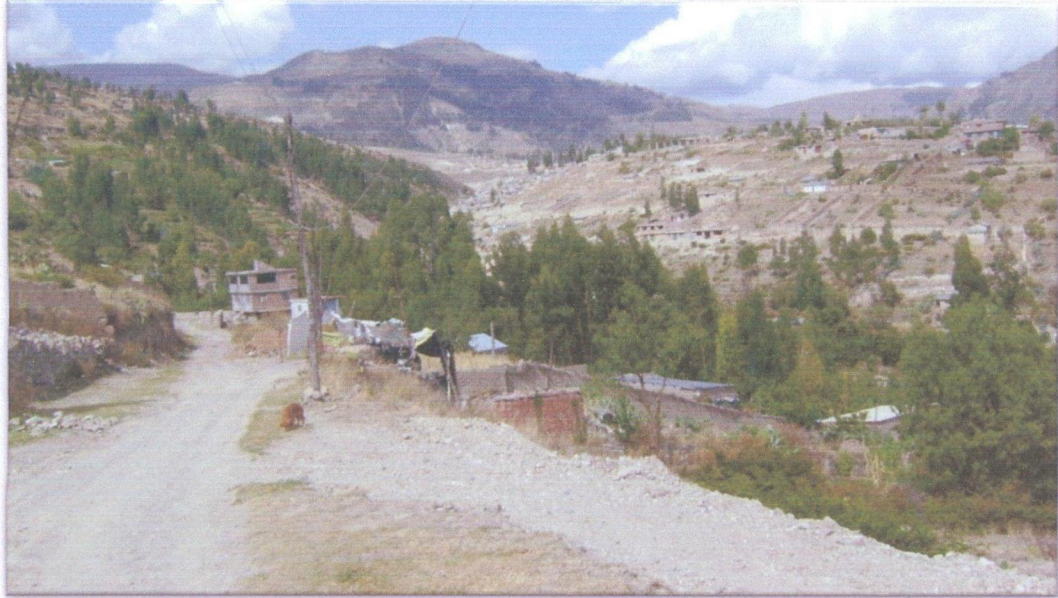
6.1 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] BEDRIÑANA CARRASCO WILLIAN “Análisis y Estudio Hidrológico De Cuencas Urbanas Sector San Juan Bautista” Tesis-biblioteca- UNSCH-; Ayacucho-2004.
- [2] CAMILO BASTIDAS, “Manual para el uso del modelo hidrológico HEC– HMS” Departamento Ingeniería Hidrometeorológica. Fac. Ingeniería – UCV SEVILLA-2005
- [3] CHEREQUE MORAN WENDOR, “Hidrología”, Segunda edición, Lima-Perú (1993).
- [4] GARCÍA ROJAS ANTONIO, “División de ciencias básicas e Ingeniería Departamento de ingeniería de procesos e hidráulica Ingeniería hidrológica, Mexico-2006.
- [5] JIMENEZ GARCIA ARTURO “Modelo de Diseño de Sistemas Urbanos de Alcantarillado Pluvial, con una aplicación en MS Excel” instituto tecnológico de Costa rica escuela de ingeniería en construcción 2005.
- [6] HUACCAYCACHACC CAJAMARCA HENRY, “Estudio de tormentas de la ciudad de Ayacucho, Curvas I-D-F”. Tesis Biblioteca- UNSCH; Ayacucho- 2006.
- [7] MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO. “Comisión Nacional Del Agua”, Tlalpan, México, D.F Edición 2007.
- [8] REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, “decreto supremo N°011- 2009- Vivienda”, editorial grupo universitario (2009).
- [9] ROCHA FELICES ARTURO, “Hidráulica de tuberías y canales” (2002).

- [10] SUDS “sistemas urbanos de drenaje sostenible;” Universidad de Cantabria - México 2009.
- [11] VEN TE CHOW, “Hidrología Aplicada”, edición Santa Fe-Bogotá (2001).
- [12] VILLON BEJAR MAXIMO, “Hidrología”, Editorial Villon, Segunda Edición Lima – Perú (2002).
- [13] VILLON BEJAR MAXIMO, “Hidrología estadística”, Editorial Villon, Segunda Edición Lima – Perú (2011).
- [14] ocw.upm.es/ingenieria-agroforestal/hidrologia-de-superficies-y-conservacion-de-suelos/ocw-marta-pdf/Tema12.pdf
- [15] www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/downloads.aspx

VII. ANEXOS

ANEXO 01:
PANEL FOTOGRAFICO



Fotografía N° 01: Vista panorámica de Ñawinpuquio que forma parte del recorrido del afluente principal del distrito de San Juan Bautista, conocido como Chaquihuaycco.



Fotografía N° 02: Vista panorámica del cerro Acuchimay, con características de tener fuertes pendientes.



Fotografía N° 03: Contaminación del afluente principal del distrito de San Juan Bautista en la actualidad.



Fotografía N° 04: Características del sistema de drenaje pluvial en la AV. Ramón Castilla, una de las más transitadas del distrito de San Juan Bautista.



Fotografía N° 05: Los sistemas de drenaje pluvial de las vías principales no son los adecuados y tienden a causar problemas a la población.



Fotografía N° 06: Las aguas fluyen por las calles formando ríos e impiden la libre circulación de los peatones.



Fotografía N° 07: Arrastre y acumulación de basura por las aguas pluviales .



Fotografía N° 08: Alto grado de contaminación del afluente Chaquihuaycco.



Fotografía N° 09: Desfogue de aguas servidas directamente al afluyente Chaquihuaycco.



Fotografía N° 10: Inadecuado Desfogue de aguas pluviales.



Figura Nº 11: Diagnóstico de las cunetas y colectores en los sectores en estudio.

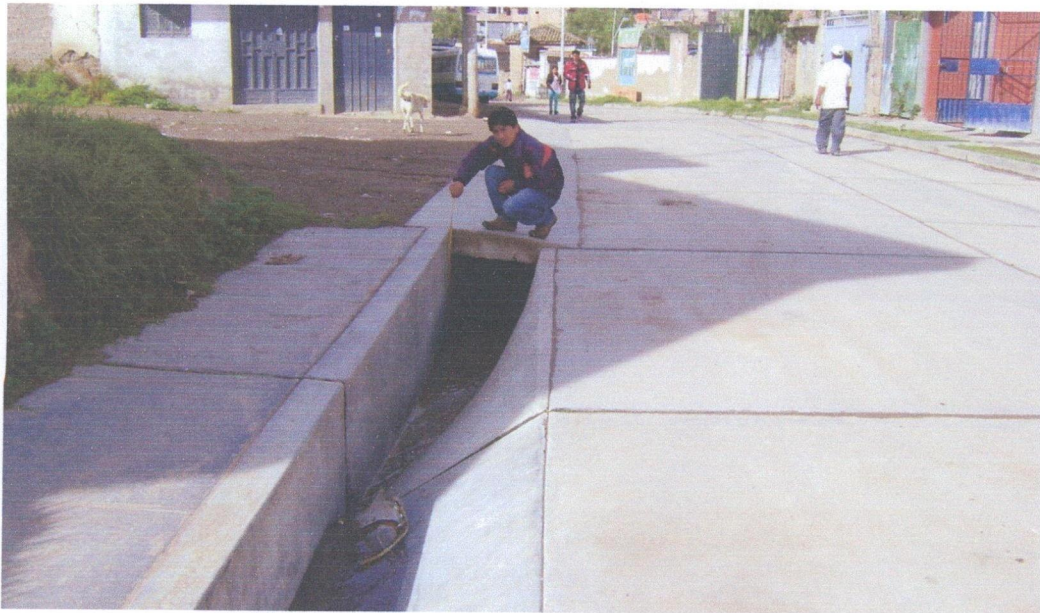


Figura Nº 12: Medición de las dimensiones de las cunetas de las calles principales.

ANEXO 02:
TABLAS Y CUADROS

Tabla N° 1

| Cunetas de las Calles | Coefficiente de Rugosidad N |
|--|--|
| a. Cuneta de Concreto con acabado paleteado | 0,012 |
| b. Pavimento Asfáltico | |
| 1) Textura Lisa | 0,013 |
| 2) Textura Rugosa | 0,016 |
| c. Cuneta de concreto con Pavimento Asfáltico | |
| 1) Liso | 0,013 |
| 2) Rugoso | 0,015 |
| d. Pavimento de Concreto | |
| 1) Acabado con llano de Madera | 0,014 |
| 2) Acabado escobillado | 0,016 |
| e. Ladrillo | 0,016 |
| f. Para cunetas con pendiente pequeña, donde el sedimento puede acumularse, se incrementarán los valores arriba indicados de n, en: | 0,002 |

Tabla 1.b
Coefficientes de escorrentía promedio para áreas urbanas

Para 5 y 10 años de Periodo de Retorno

| Características de la superficie | Coefficiente de Escorrentía |
|----------------------------------|-----------------------------|
| Calles | |
| Pavimento Asfáltico | 0,70 a 0,95 |
| Pavimento de concreto | 0,80 a 0,95 |
| Pavimento de Adoquines | 0,70 a 0,85 |
| Veredas | 0,70 a 0,85 |
| Techos y Azoteas | 0,75 a 0,95 |
| Césped, suelo arenoso | |
| Plano (0 - 2%) Pendiente | 0,05 a 0,10 |
| Promedio (2 - 7%) Pendiente | 0,10 a 0,15 |
| Pronunciado (>7%) Pendiente | 0,15 a 0,20 |
| Césped, suelo arcilloso | |
| Plano (0 - 2%) Pendiente | 0,13 a 0,17 |
| Promedio (2 - 7%) Pendiente | 0,18 a 0,22 |
| Pronunciado (>7%) Pendiente | 0,25 a 0,35 |
| Praderas | 0.20 |

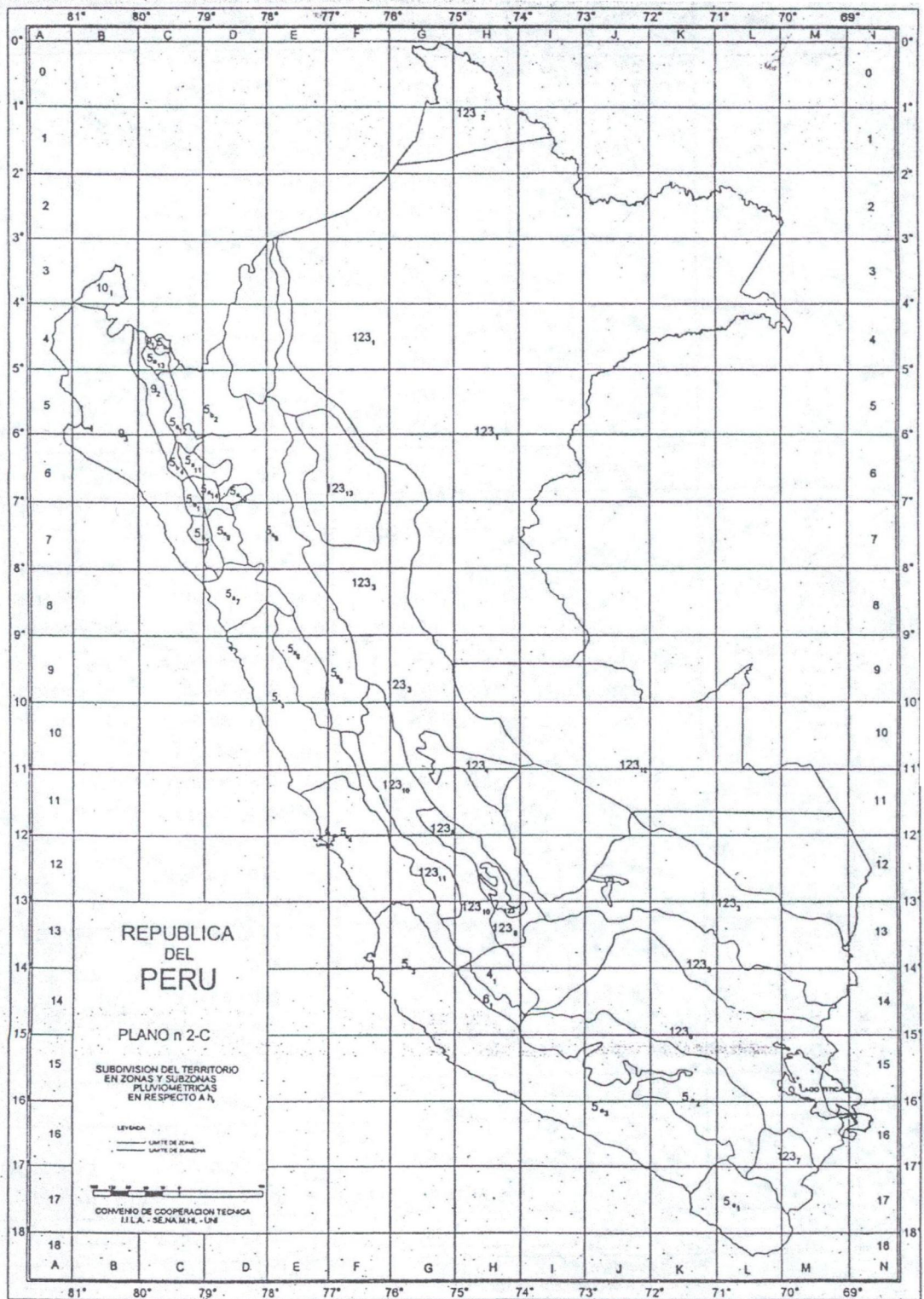


Tabla 3.a

Subdivisión el Territorio en Zonas y Subzonas Pluviométricas y Valores de los Parámetros K'_g y ϵ_g que definen la distribución de probabilidades de hg en cada punto

| ZONA | K'_g | Subzona | ϵ_g |
|------|--|-------------------|---|
| 123 | $K'_g = 0,553$ | 123 ₁ | $\epsilon_g = 85,0$ |
| | | 123 ₂ | $\epsilon_g = 75,0$ |
| | | 123 ₃ | $\epsilon_g = 100 - 0,022 Y$ |
| | | 123 ₄ | $\epsilon_g = 70 - 0,019 Y$ |
| | | 123 ₅ | $\epsilon_g = 24,0$ |
| | | 123 ₆ | $\epsilon_g = 30,5$ |
| | | 123 ₇ | $\epsilon_g = -2 + 0,006 Y$ |
| | | 123 ₈ | $\epsilon_g = 26,6$ |
| | | 123 ₉ | $\epsilon_g = 23,3$ |
| | | 123 ₁₀ | $\epsilon_g = 6 + 0,005 Y$ |
| | | 123 ₁₁ | $\epsilon_g = 1 + 0,005 Y$ |
| | | 123 ₁₂ | $\epsilon_g = 75,0$ |
| | | 123 ₁₃ | $\epsilon_g = 70$ |
| 4 | $K'_g = 0,861$ | 4 ₁ | $\epsilon_g = 20$ |
| 5a | $K'_g = 11 \cdot \epsilon_g^{-0,85}$ | 5a ₁ | $\epsilon_g = -7,6 + 0,006 Y$ (Y>2300) |
| | | 5a ₂ | $\epsilon_g = 32 - 0,177 D_c$ |
| | | 5a ₃ | $\epsilon_g = -13 + 0,010 Y$ (Y>2300) |
| | | 5a ₄ | $\epsilon_g = 3,8 + 0,0053 Y$ (Y>1500) |
| | | 5a ₅ | $\epsilon_g = -6 + 0,007 Y$ (Y>2300) |
| | | 5a ₆ | $\epsilon_g = 1,4 + 0,0067$ |
| | | 5a ₇ | $\epsilon_g = -2 + 0,007 Y$ (Y>2000) |
| | | 5a ₈ | $\epsilon_g = 24 + 0,0025 Y$ |
| | | 5a ₉ | $\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$ |
| | | 5a ₁₀ | $\epsilon_g = 18,8 + 0,0028 Y$ |
| | | 5a ₁₁ | $\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$ |
| | | 5a ₁₂ | $\epsilon_g = 19,0 + 0,005 Y$ |
| | | 5a ₁₃ | $\epsilon_g = 23,0 + 0,0143 Y$ |
| | | 5a ₁₄ | $\epsilon_g = 4,0 + 0,010 Y$ |
| 5b | $K'_g = 130 \cdot \epsilon_g^{-1,4}$ | 5b ₁ | $\epsilon_g = 4 + 0,010$ (Y>1000) |
| | | 5b ₂ | $\epsilon_g = 41,0$ |
| | | 5b ₃ | $\epsilon_g = 23,0 + 0,143 Y$ |
| | | 5b ₄ | $\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$ |
| | | 5b ₅ | $\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$ |
| 6 | $K'_g = 5,4 \cdot \epsilon_g^{-0,8}$ | 6 ₁ | $\epsilon_g = 30 - 0,50 D_c$ |
| 9 | $K'_g = 22,5 \cdot \epsilon_g^{-0,85}$ | 9 ₁ | $\epsilon_g = 61,5$ |
| | | 9 ₂ | $\epsilon_g = -4,5 + 0,323 D_m$ (30XD _m x110) |
| | | 9 ₃ | $\epsilon_g = 31 + 0,475(D_m - 110)$ D _m x110) |
| 10 | $K'_g = 1,45$ | 10 ₁ | $\epsilon_g = 12,5 + 0,95 D_m$ |

Y: Altitud en msnm
 D_c: Distancia a la cordillera en Km
 D_m: Distancia al mar en Km

Tabla 3.b

**Valores de los parámetros a y n que junto con K ,
definen las curvas de probabilidad
Pluviométrica en cada punto de las subzonas**

| SUB ZONA | ESTACION | Nº TOTAL DE ESTACIONES | VALOR DE n | VALOR DE a |
|-------------------|---|------------------------|--------------|------------------------|
| 123 ₁ | 321-385 | 2 | 0.357 | 32.2 |
| 123 ₃ | 384-787-805 | 3 | 0.405 | $a = 37,85 - 0,0083 Y$ |
| 123 ₁₃ | 244-193 | 2 | 0.432 | |
| 123 ₅ | 850-903 | 2 | 0.353 | 9.2 |
| 123 ₆ | 840-913-918 958 | 4 | 0.380 | 11.0 |
| 123 ₈ | 654-674-679 709-713-714 732-745-752 | 9 | 0.232 | 14.0 |
| 123 ₉ | 769 | 1 | 0.242 | 12.1 |
| 123 ₁₀ | 446-557-594 653-672-696 708-711-712 715-717-724 757-773 | 14 | 0.254 | $a = 3,01 + 0,0025 Y$ |
| 123 ₁₁ | 508-667-719 750-771 | 5 | 0.286 | $a = 0,46 + 0,0023 Y$ |
| 5a ₂ | 935-968 | 2 | 0.301 | $a = 14,1 - 0,078 D_c$ |
| 5a ₅ | 559 | 1 | 0.303 | $a = -2,6 + 0,0031 Y$ |
| 5a ₁₀ | 248 | 1 | 0.434 | $a = 5,80 + 0,0009 Y$ |

ANEXO N° 03

**Cálculo de caudal de máxima avenida de la cuenca
Chaquihuaycco**

03. CÁLCULO DE CAUDAL DE MAXIMA AVENIDA EN CUENCA CHAQUIHUAYCCO

03.01 Ubicación del área de estudio

El área de estudio es la cuenca Chaquihuaycco, que se delimita entre las intersecciones del de la cuenca del rio alameda, con la cuenca del rio huatatas, hasta la unión con el rio alameda en el distrito de Ayacucho. Los puntos de interés se ubican.

INICIO DE CUENCA CHAQUIHUAYCCO

Coordenadas UTM Norte : 581621.37

Coordenadas UTM Sur : 8539161.30

Altitud : 3600

UNION CON EL RIO ALAMEDA

Coordenadas UTM Norte : 584573.63

Coordenadas UTM Sur : 8544727.13

Altitud : 2708

03.02 ESTUDIO GEOMORFOLOGICO DE LA CUENCA CHAQUIHUAYCCO

La delimitación de la cuenca chaquihuaycco, se harán de acuerdo a la división de las sub-unidades geográficas de la cuenca que será en m², km², has. Las divisorias de aguas se harán obedeciendo únicamente las demarcaciones naturales. Se identificaron y delinearon las divisorias de aguas a partir de la

visualización de las curvas de nivel y las redes hidrográficas disponibles decir el afluente principal de la quebrada Chaquihuaycco o río seco.

Resultado del cálculo de datos Geomorfológicos

| CUENCA | AREA (m2) | AREA L (KM2) | LOGITUD DE CAUSE (m) | LOGITUD DE CAUSE (km) | PERIMETRO L(m) | PERIMETRO L(KM) | COTA MAYOR (m) | COTA MENOR (m) | COTA MAYOR DEL CAUSE (m) | COTA MENOR DEL CAUSE (m) |
|---------------|-------------|--------------|----------------------|-----------------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|--------------------------|--------------------------|
| Chaquihuaycco | 13866433.98 | 13.87 | 7858.66 | 7.86 | 18802.21 | 18.80 | 3600 | 2680 | 3350 | 2680 |

03.03 CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo que tarda una partícula de agua caída en el punto de la cuenca más alejado del desagüe en llegar a éste (punto de estudio) fue calculada mediante el método de Kirpich y método califonia culvert.

A. METODO DE KIRPICH: PARA CUENCAS URBANAS

$$T_C = 0.06626 \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0.385}$$

L = Longitud del cauce principal (Km):

S = Pendiente del cauce principal

Tc =Tiempo de concentración según Kirpich

B. METODO CALIFORNIA CULVERT

$$T_C = \left(\frac{0.870L^3}{H} \right)^{0.385}$$

L = Longitud del cauce principal (Km):

H = Diferencia De Altura

Tc =Tiempo de concentración para microcuencas

Resultado de los tiempos de concentración

| SUBCUENCA | AREA (km2) | LONGITUD (Km) | COTA MAS ALTA (msnm) | COTA MAS BAJA (msnm) | DESNIVEL DE LA CUENCA (m) | PENDIENTE DE LA CUENCA (S) | METODO KIRPICH | METODO CALIFORNIA | TC PROMEDI O (HORAS) | TC (MIN) |
|---------------|---------------|------------------|----------------------------|-------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|--|----------------------------|----------|
| | | | | | | | $T_c = 0.06628L^{0.77}S^{-0.385}$ | $T_c = \left(\frac{0.870 L^2}{H}\right)^{0.385}$ | | |
| CHAQUIHUAYCCO | 13.87 | 7.86 | 3350 | 2680 | 670 | 0.0853 | 0.837 | 0.837 | 0.837 | 50.210 |

03.04 CÁLCULO DE CAUDAL DE MÁXIMA AVENIDA MEDIANTE EL

PROGRAMA HEC-HMS

Para el cálculo de caudal máxima avenida se hará el uso del programa HEC-HMS Para lo cual se hará uso de las secuencias metodológicas.

- Modelo de la cuenca
- Transformación de lluvia a escorrentía
- Control de especificaciones

03.04.01 MODELO DE LA CUENCA

Los modelos de los sectores se realizaron de acuerdo a la delimitación de los sectores en estudio de acuerdo al plano de delimitación de la cuenca

Se utiliza los diversos comandos y opciones para la modelación para diseño de drenaje pluvial.

Modelamiento de los sectores mediante el programa HEC -HMS .

The screenshot displays the HEC-HMS 3.5 software interface. The main window shows a basin model configuration for 'cuenca chaquihuaycco'. The interface includes a menu bar (File, Edit, View, Components, Parameters, Compute, Results, Tools, Help), a toolbar, and a project tree on the left. The project tree shows the following structure:

- cuenca rio seco
 - Basin Models
 - cuenca chaquihuaycco
 - Sink-1

The main workspace shows a diagram of the basin model with two elements: 'cuenca chaquihuaycco' at the top and 'Sink-1' at the bottom, connected by a vertical line. The 'Sink-1' element is represented by a blue icon with a downward arrow.

The 'Components' panel on the left is active, showing the following configuration for the 'cuenca chaquihuaycco' element:

| Transform | Baseflow | Options |
|---|----------|---------|
| Subbasin | | Loss |
| Basin Name: cuenca chaquihuaycco | | |
| Element Name: cuenca chaquihuaycco | | |
| Description: | | |
| Downstream: Sink-1 | | |
| Area (KM2): | | |
| Canopy Method: --None-- | | |
| Surface Method: --None-- | | |
| Loss Method: SCS Curve Number | | |
| Transform Method: SCS Unit Hydrograph | | |
| Baseflow Method: Recession | | |

At the bottom of the window, a status bar displays the following message:

NOTE 10008: Finished opening project "cuenca rio seco" in directory "D:\ejemplos HEC RAS\cuenca_rio_seco" at time 07oct2013, 11:32:27.

03.04.02 TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA EN ESCORRENTIA

Se usó los métodos seleccionados SCS.

A. MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Los datos que el programa te pide en el método de El Hidrograma adimensional SCS datos de los sectores urbanos la cual se calculó el Tlag, para la cual necesitaremos datos de áreas de cada sector km², Tc, Tlag.

Si $Tlag=0.6 \cdot Tc$ (horas) en minutos sería $Tlag=0.6 \cdot Tc/60$ min.

Resultado del cálculo de Tlag

| CUENCA | LOGITUD DE CAUSE (m) | AREA (km ²) | TC PROMEDIO (HORAS) | Lag (hora) | Tlag (min) |
|---------------|----------------------|-------------------------|---------------------|------------|------------|
| CHAQUIHUAYCCO | 7858.66 | 13.87 | 0.837 | 0.50 | 30.13 |

B. EL METODO NUMERO CURVA SCS

- Las pérdidas consideradas en la modelación de la lluvia-escorrentía se calculó mediante el tabla N° 01, según el Numero de curva es de acuerdo al tipo de superficie. Se pondrá CN promedio de abstracción inicial $I_a=0$, % de impermeabilidad de acuerdo al área de zonas impermeables de de la cuenca

**Resultado valores de las curvas I-D-F obtenidas a partir de la ecuación de
Frederich Bell**

| INTENSIDADES MAXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| T | TR | TR | TR | TR | TR | TR | TR | TR |
| (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 |
| 5 | 28.846 | 33.739 | 36.602 | 38.633 | 40.209 | 41.496 | 43.527 | 45.103 |
| 10 | 21.589 | 25.252 | 27.394 | 28.915 | 30.094 | 31.057 | 32.577 | 33.756 |
| 15 | 17.596 | 20.581 | 22.328 | 23.567 | 24.528 | 25.313 | 26.552 | 27.513 |
| 20 | 15.056 | 17.610 | 19.104 | 20.164 | 20.987 | 21.658 | 22.718 | 23.541 |
| 25 | 13.274 | 15.526 | 16.843 | 17.778 | 18.503 | 19.095 | 20.030 | 20.755 |
| 30 | 11.942 | 13.968 | 15.153 | 15.994 | 16.646 | 17.179 | 18.020 | 18.672 |
| 35 | 10.901 | 12.751 | 13.833 | 14.600 | 15.196 | 15.682 | 16.450 | 17.045 |
| 40 | 10.062 | 11.768 | 12.767 | 13.475 | 14.025 | 14.474 | 15.182 | 15.732 |
| 45 | 9.367 | 10.956 | 11.885 | 12.545 | 13.056 | 13.474 | 14.134 | 14.645 |
| 50 | 8.780 | 10.270 | 11.141 | 11.759 | 12.239 | 12.631 | 13.249 | 13.728 |
| 55 | 8.277 | 9.681 | 10.503 | 11.086 | 11.538 | 11.907 | 12.490 | 12.942 |
| 60 | 7.840 | 9.170 | 9.948 | 10.501 | 10.929 | 11.279 | 11.831 | 12.259 |
| 65 | 7.456 | 8.721 | 9.461 | 9.986 | 10.394 | 10.726 | 11.251 | 11.659 |
| 70 | 7.116 | 8.323 | 9.029 | 9.530 | 9.919 | 10.237 | 10.738 | 11.126 |
| 75 | 6.811 | 7.967 | 8.643 | 9.123 | 9.495 | 9.799 | 10.278 | 10.650 |
| 80 | 6.537 | 7.646 | 8.295 | 8.755 | 9.112 | 9.404 | 9.865 | 10.222 |
| 85 | 6.289 | 7.356 | 7.980 | 8.423 | 8.766 | 9.047 | 9.490 | 9.833 |
| 90 | 6.062 | 7.091 | 7.693 | 8.119 | 8.451 | 8.721 | 9.148 | 9.479 |
| 95 | 5.855 | 6.848 | 7.430 | 7.842 | 8.162 | 8.423 | 8.835 | 9.155 |
| 100 | 5.664 | 6.625 | 7.188 | 7.586 | 7.896 | 8.149 | 8.547 | 8.857 |
| 105 | 5.488 | 6.419 | 6.964 | 7.351 | 7.650 | 7.895 | 8.282 | 8.581 |
| 110 | 5.325 | 6.228 | 6.757 | 7.132 | 7.423 | 7.660 | 8.035 | 8.326 |
| 115 | 5.173 | 6.051 | 6.564 | 6.929 | 7.211 | 7.442 | 7.806 | 8.089 |
| 120 | 5.032 | 5.885 | 6.385 | 6.739 | 7.014 | 7.238 | 7.593 | 7.867 |

Ecuación determinada para los sectores en estudio

$$I = ((0.21 \ln T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50) * 9.11) / \left(\frac{t}{60}\right)$$

Donde:

I= intensidad (mm/hora)

T=tiempo de retorno (años)

t=duración del tiempo (min)

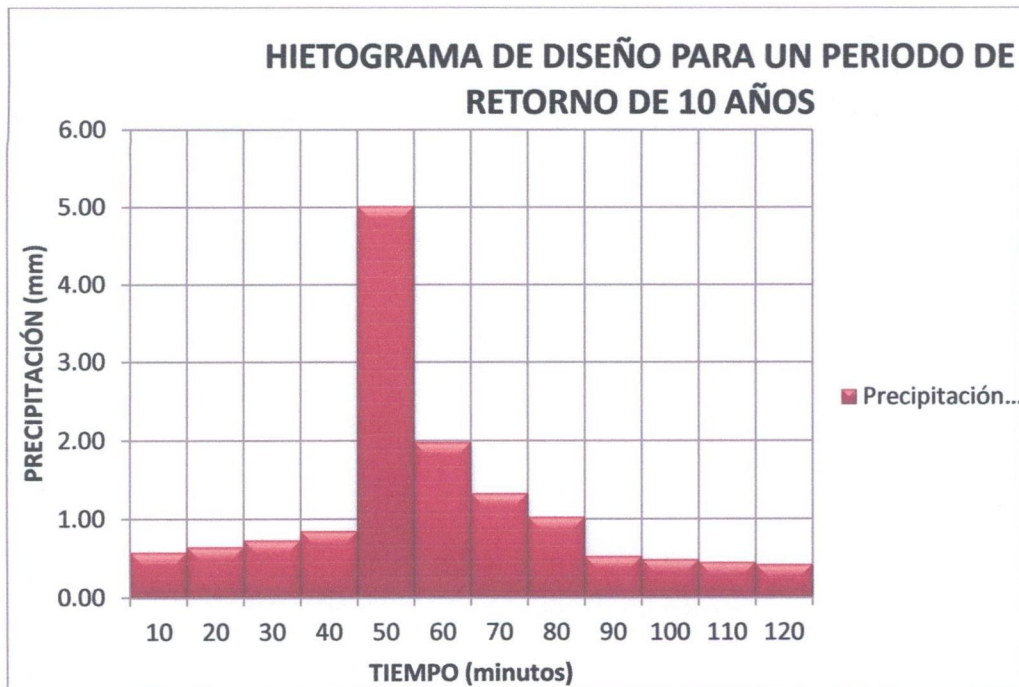
03.04.04 CONTROL DE ESPECIFICACIONES

Para construir el Hietograma de diseño mediante el método de los bloques alternos se hace uso de la curva IDF, y se asumirá que se presentó una lluvia muy intensa de 2 horas para 25 años de periodo de retorno según el diseño para drenaje pluvial.

Resultado de valores de Hietograma de diseño mediante el método de bloque alterno.

| t (min) | TR (mm/h) | Precipitación Acumulada (mm) | Precipitación Incremental (mm) | Precipitación (mm) | tiempo (mm) |
|------------|--------------|------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------|----------------|
| | TR 25 | | | | |
| 10 | 30.094 | 5.02 | 5.02 | 0.58 | 10 |
| 20 | 20.987 | 7.00 | 1.98 | 0.64 | 20 |
| 30 | 16.646 | 8.32 | 1.33 | 0.73 | 30 |
| 40 | 14.025 | 9.35 | 1.03 | 0.85 | 40 |
| 50 | 12.239 | 10.20 | 0.85 | 5.02 | 50 |
| 60 | 10.929 | 10.93 | 0.73 | 1.98 | 60 |
| 70 | 9.919 | 11.57 | 0.64 | 1.03 | 70 |
| 80 | 9.112 | 12.15 | 0.58 | 1.33 | 80 |
| 90 | 8.451 | 12.68 | 0.53 | 0.53 | 90 |
| 100 | 7.896 | 13.16 | 0.48 | 0.48 | 100 |
| 110 | 7.423 | 13.61 | 0.45 | 0.45 | 110 |
| 120 | 7.014 | 14.03 | 0.42 | 0.42 | 120 |

Hietograma de diseño obtenido por el método de bloque alterno.



03.05 RESULTADO DE LOS CÁLCULO DE CAUDAL DE DISEÑO MEDIANTE EL PROGRAMA HEC-HMS

El resultado del cálculo de caudal de máxima avenida se muestra en el siguiente cuadro:

| CUENCA | AREA (km2) | HEC-HMS m3/seg |
|---------------|------------|----------------|
| CHAQUIHUAYCCO | 13.87 | 26.70 |

Reporte del cálculo de caudal máximo para la cuenca Chaquihuaycco

Global Summary Results for Run "Run 3"

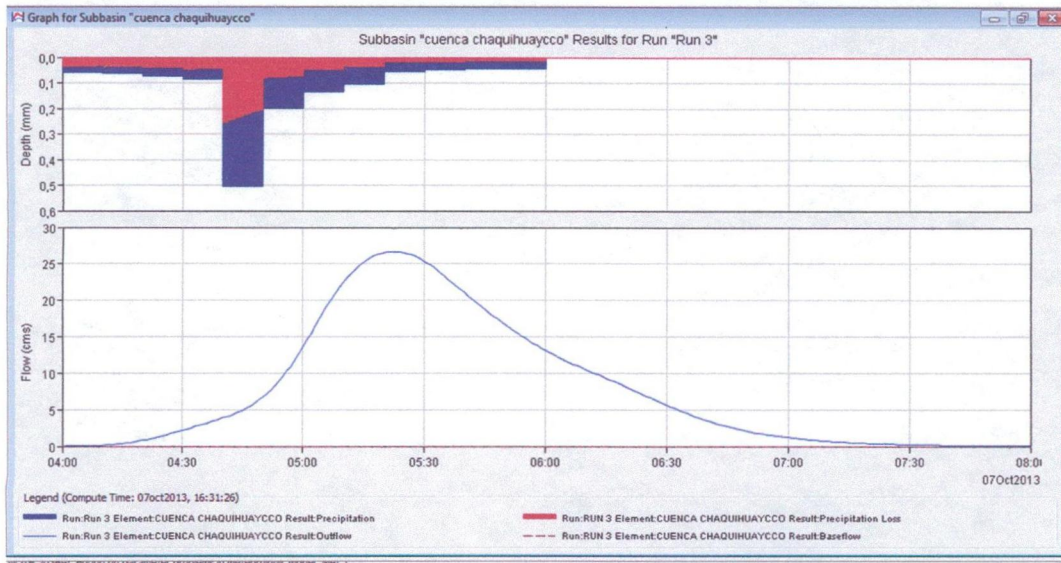
Project: cuenca rio seco Simulation Run: Run 3

Start of Run: 07oct2013, 04:00 Basin Model: cuenca chaquihuaycco
End of Run: 07oct2013, 08:00 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 07oct2013, 16:31:26 Control Specifications: Control 2

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

| Hydrologic Element | Drainage Area (KM2) | Peak Discharge (M3/S) | Time of Peak | Volume (MM) |
|----------------------|---------------------|-----------------------|------------------|-------------|
| cuenca chaquihuaycco | 13,87 | 26,7 | 07oct2013, 05:22 | 8,00 |
| Sink-1 | 13,87 | 26,7 | 07oct2013, 05:22 | 8,00 |

Resultado de hidrogramas de caudal de salida



03.06 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA

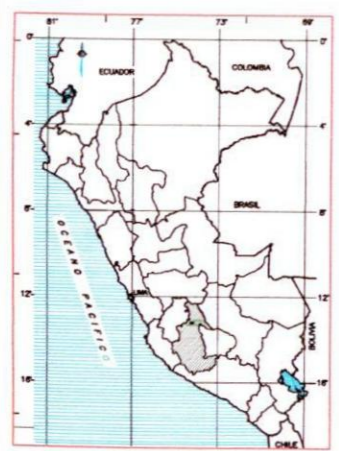
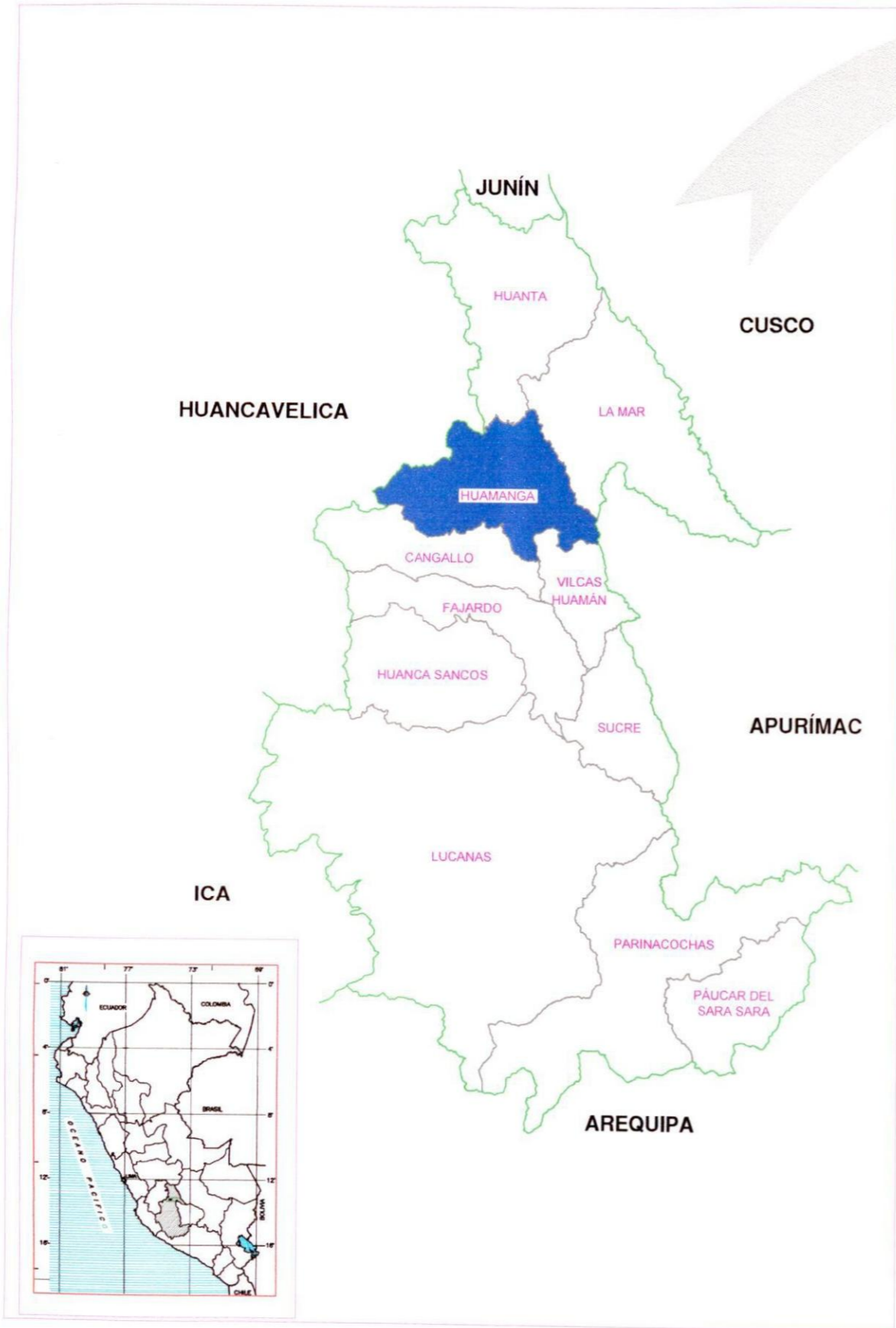
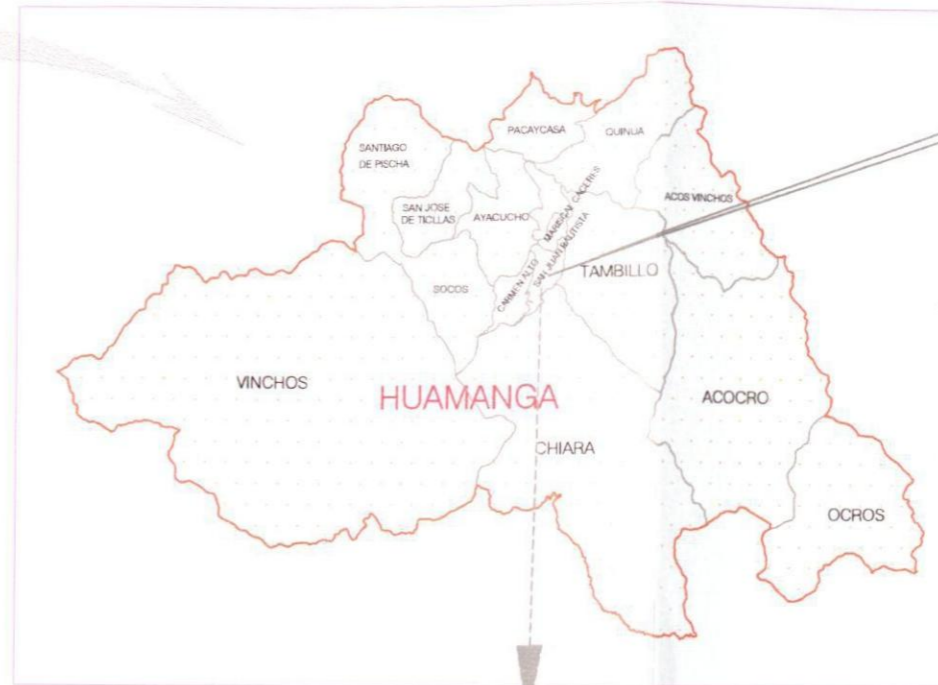
Para los cálculos obtenidos se delimito la cuenca Chaquihuaycco que se muestra en Anexo de plano en el plano N° 2.



ANEXO 04:

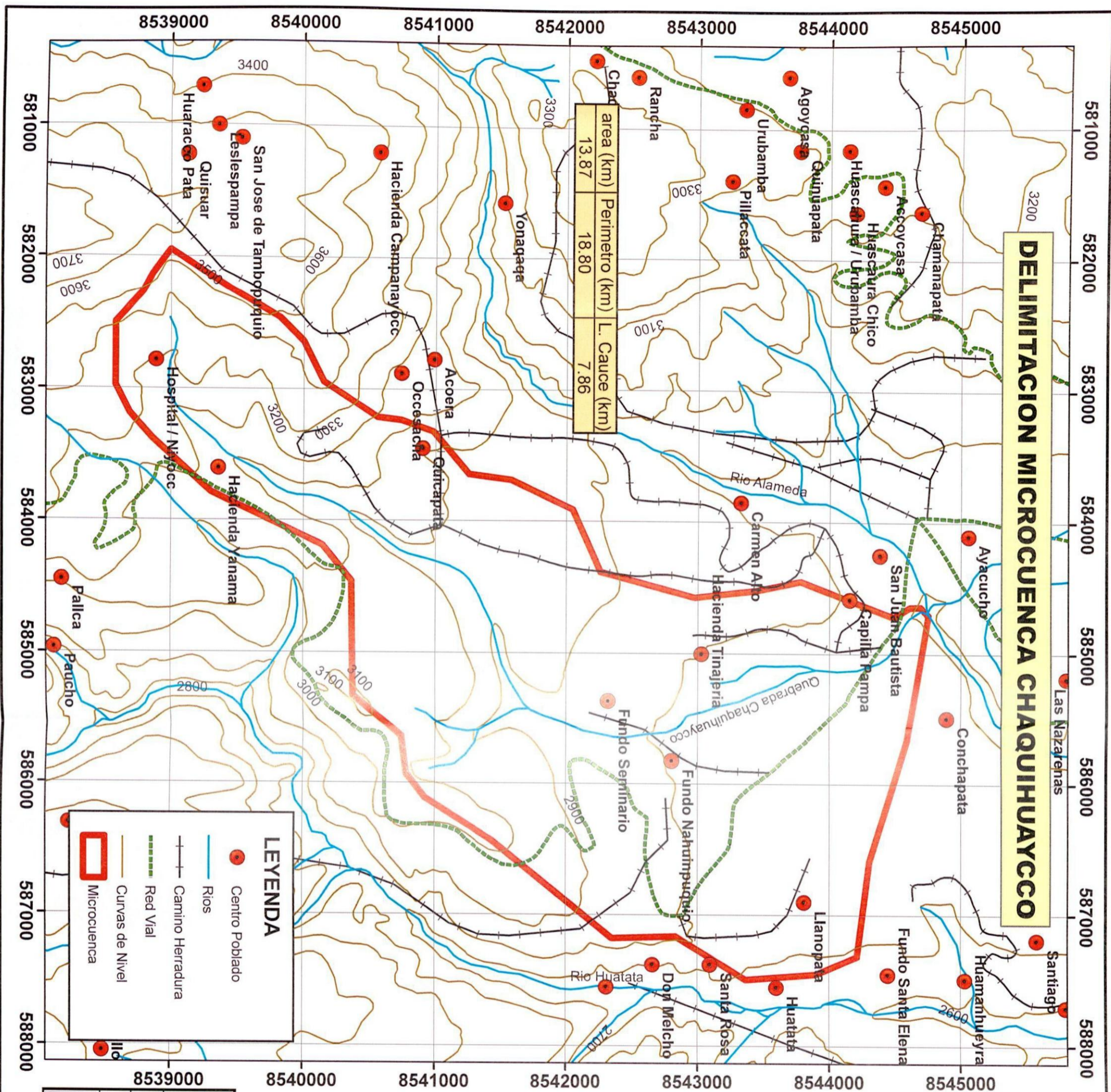
PLANOS

DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA

UBICACIÓN



| | | |
|---|-------------------------------|---|
|  UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA | |  |
| TESIS: "ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO, AFLUENTE CHAQUIHUAYCCO, DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA, AYACUCHO-2012". | | |
| Ubicación-Localización | | |
| DEPARTAMENTO: AYACUCHO | DIBUJO: JONY VELARDE RONDINEL | LAMINA N°: |
| PROVINCIA: HUAMANGA | ESCALA: INDICADA | PU-01 |
| DISTRITO: SAN JUAN BAUTISTA | FECHA: SET-2013 | |

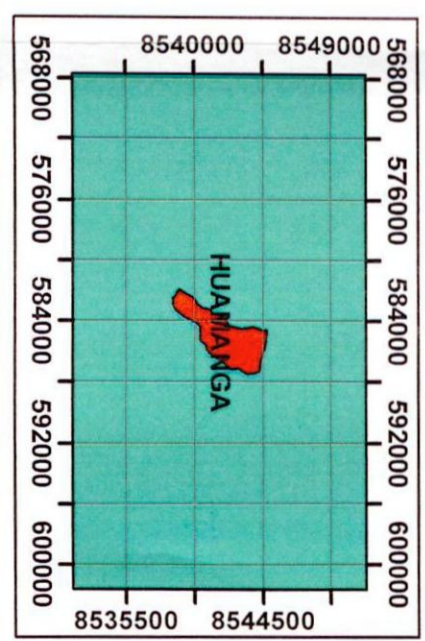
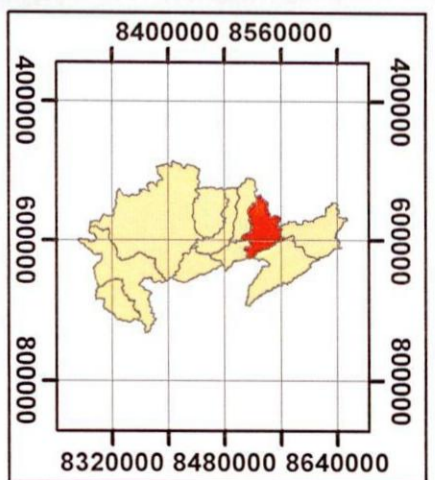
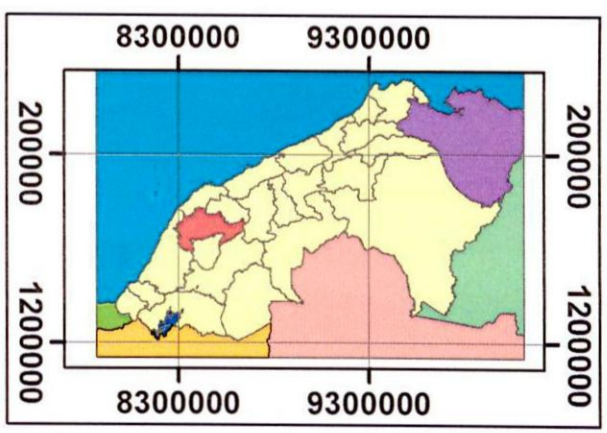


DELIMITACION MICROCUENCA CHAQUIHUAYCCO

| | | |
|-----------|----------------|---------------|
| area (km) | Perimetro (km) | L. Cauce (km) |
| 13.87 | 18.80 | 7.86 |

LEYENDA

- Centro Poblado
- Rios
- +— Camino Herradura
- - - Red Vial
- Curvas de Nivel
- Microcuenca



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
 ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

PLAN: **DELIMITACION MICROCUENCA CHAQUIHUAYCCO**

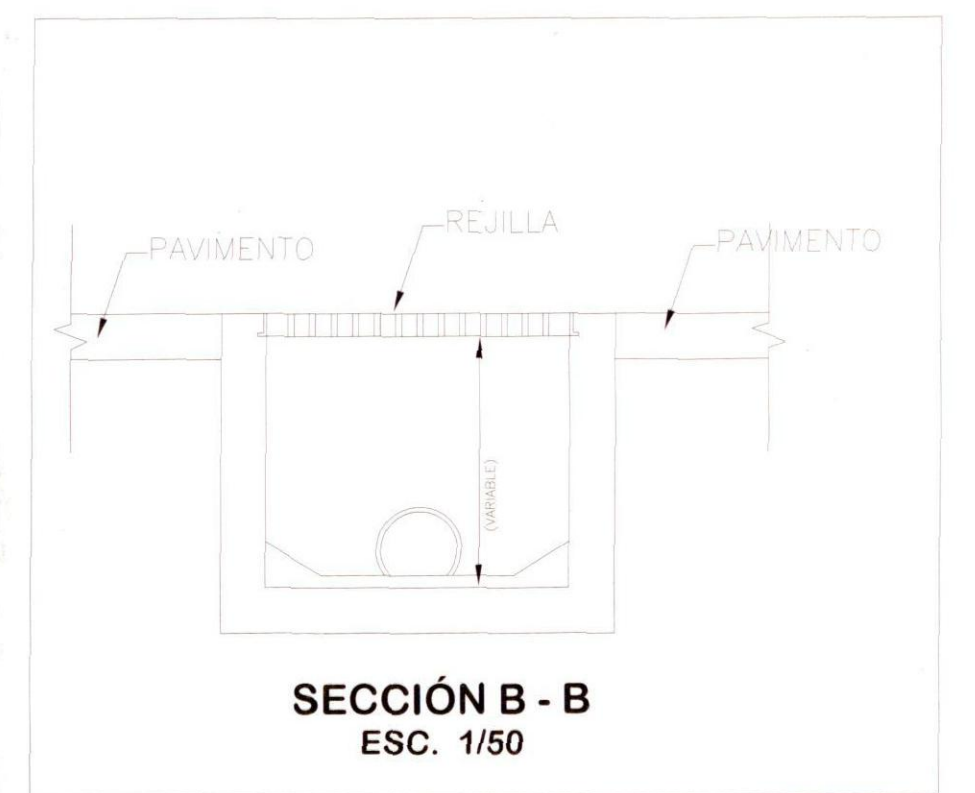
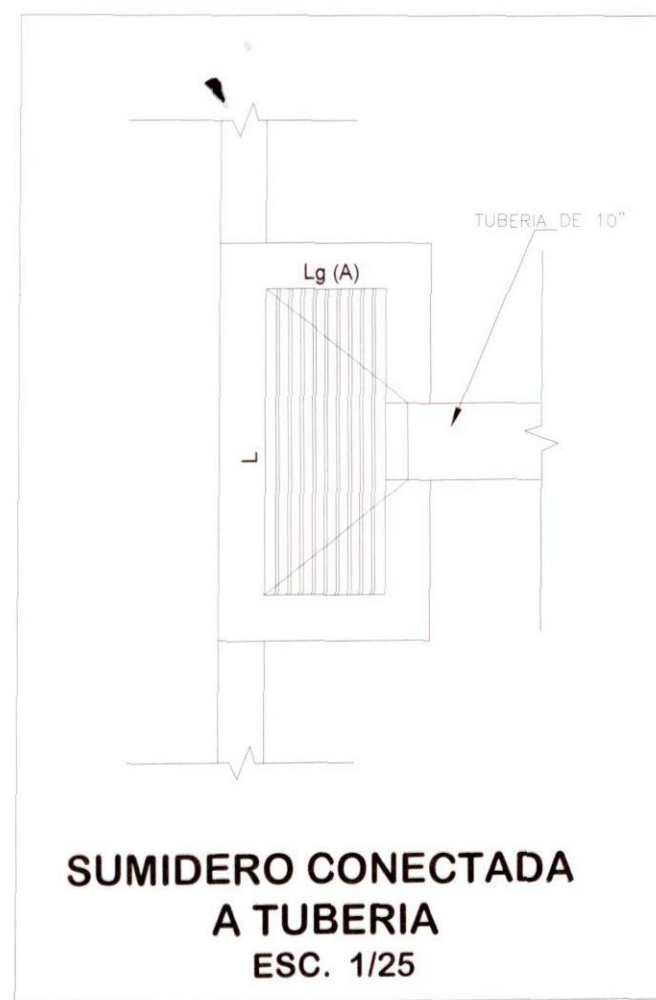
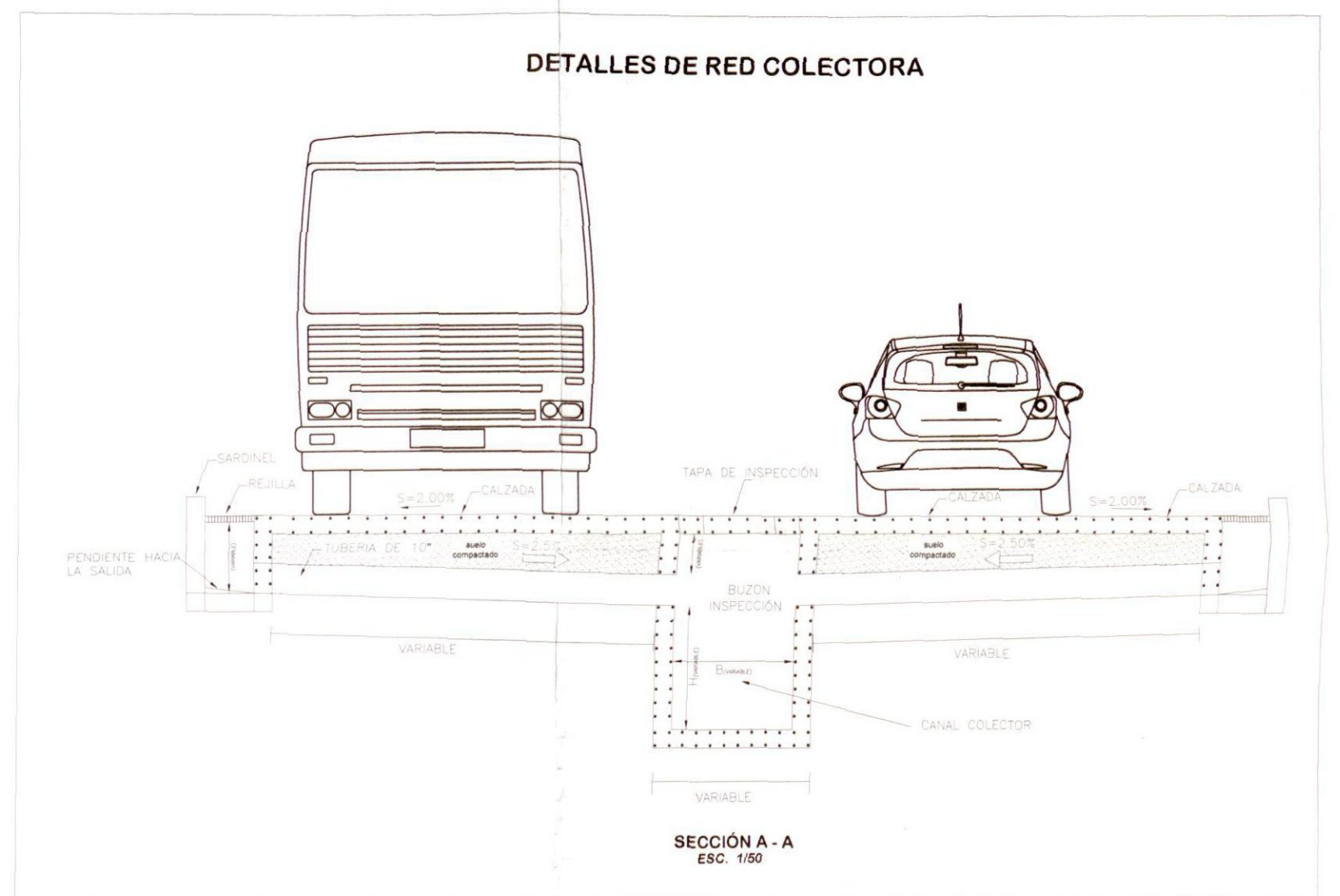
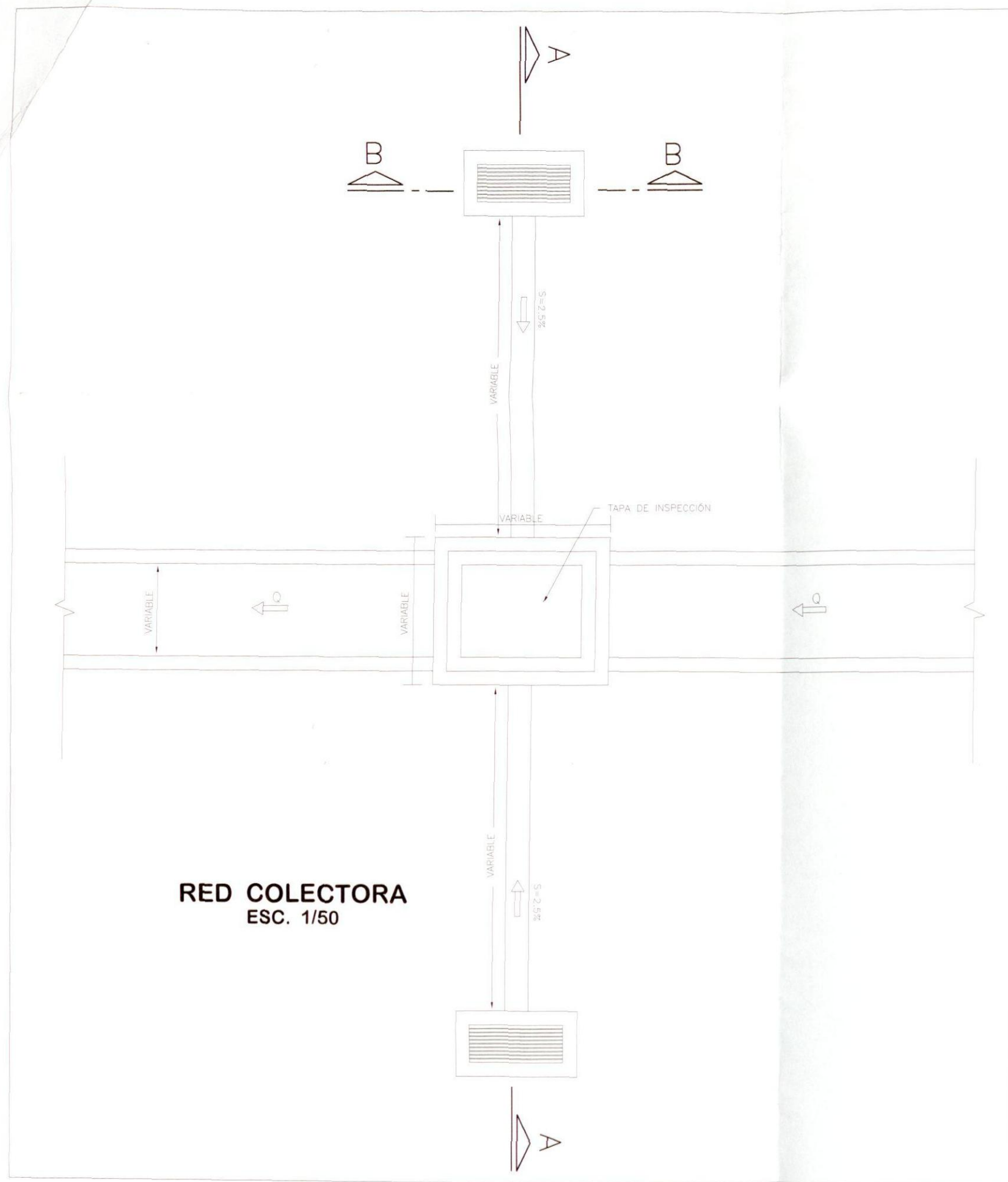
DEPARTAMENTO: AYACUCHO
 DIBUJO: JONY VELARDE RONDINEL


PROVINCIA: HUAMANGA
 ESCALA: INDICADA

DISTRITO: SAN JUAN BAUTISTA
 FECHA: SET - 2013

LAMINA N° **DE-02**

TESIS: "ESTUDIO HIDROLOGICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO, ATUENTE CHAQUIHUAYCCO, DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA, AYACUCHO-2012"



| | | |
|---|---|---|
|  UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA | |  |
| TESIS: ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO, AFLUENTE CHAQUIHUAYCOO, DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA, AYACUCHO-2012. | | |
| PLANO: Detalles de colector-Sumidero | | |
| DEPARTAMENTO : AYACUCHO PROVINCIA : HUAMANGA DISTRITO : SAN JUAN BAUTISTA | DIBUJO : JONY VELARDE RONDINEL ESCALA : INDICADA FECHA : SETIEMBRE-2013 | LAMINA N°: PCS-06 |