

UNIVERSIDAD CIENTIFICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL



TITULO PROFESIONAL
TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**“DETERMINACIÓN DE LOS PARAMETROS HIDROLÓGICOS E
HIDRÁULICOS, PARA EL DISEÑO DE LAS ALCANTARILLAS DEL
PROYECTO “MEJORAMIENTO DE LA VIA VECINAL PICURO YACU - UNIÓN
CENTRO FUERTE - PUERTO GEN GEN - RIO MOMÓN, PROVINCIA DE
MAYNAS, DEPARTAMENTO LORETO -2023”**

**PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

Autores:

Bachiller. Coral Bardales, Percy Rolando

Bachiller. Arbildo Valera, Joel

Asesor:

Ing. Ulises Octavio Irigoin Cabrera, M. SC.

IQUITOS-PERÚ

2024

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo a mis queridos y amados padres, que ante todas las adversidades siempre estuvieron ahí apoyándome con todos los sacrificios que conlleva estudiar esta hermosa carrera profesional, de tal manera quiero agradecer a mi esposa e hijos que siempre fueron una motivación excepcional para poder cumplir con este deseo que tuve desde pequeño.

Percy Rolando Coral Bardales

Este trabajo va dedicado a DIOS y a mi familia que amo y admiro mucho, a todos sin excepción que permitieron que este logro se haga realidad con su granito de arena que fue mucho para mí.

Joel Arbildo Valera

AGRADECIMIENTO

Agradecido con Dios por brindarme salud, tranquilidad y sobre todo la paz que necesitaba para concentrarme en mis objetivos, ya que sin el nada de esto hubiese sido posible, también agradecer a mis padres por los sabios consejos que me permitieron cultivar el camino de la disciplina el respeto y la honradez.

Percy Rolando Coral Bardales

Agradecer al todo poderoso mi amado señor Jesucristo por permitirme y brindarme salud y perseverancia a cada uno de mis esfuerzos que siempre necesitaron de tu apoyo y sabiduría para guiarme al camino del éxito.

Joel Arbildo Valera



"Año del Bicentenario, de la consolidación de nuestra Independencia, y de la conmemoración de las heroicas batallas de Junín y Ayacucho"

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP

El presidente del Comité de Ética de la Universidad Científica del Perú - UCP

Hace constar que:

El Trabajo de Suficiencia Profesional titulada:

**DETERMINACIÓN DE LOS PARAMETROS HIDROLÓGICOS E
HIDRÁULICOS, PARA EL DISEÑO DE LAS ALCANTARILLAS DEL
PROYECTO "MEJORAMIENTO DE LA VIA VECINAL PICURO YACU –
UNIÓN CENTRO FUERTE – PUERTO GEN GEN – RIO MOMÓN,
PROVINCIA DE MAYNAS, DEPARTAMENTO LORETO – 2023"**

De los alumnos: **PERCY ROLANDO CORAL BARDALES Y JOEL ARBILDO
VALERA**, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería pasó satisfactoriamente la
revisión por el Software Antiplagio, con un porcentaje de 19% de similitud.
Se expide la presente, a solicitud de la parte interesada para los fines que
estime conveniente.

San Juan, 29 de febrero del 2024.

Mgr. Arq. Jorge L. Tapullima Flores
Presidente del Comité de Ética – UCP

Resultado_UCP_IngenieriaCivil_2024_TSP_PercyCoral_y_Joel...

INFORME DE ORIGINALIDAD

19%	18%	8%	12%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.uss.edu.pe Fuente de Internet	1 %
2	repositorio.unesum.edu.ec Fuente de Internet	1 %
3	Acuña, Julia, Sánchez Bernando, Tannia. "Caracterización hidrológica de los distritos de Pampas y Santiago de Tucuma", Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú, 2016 Fuente de Internet	1 %
4	repositorio.untumbes.edu.pe Fuente de Internet	1 %
5	app.sni.gob.ec Fuente de Internet	1 %
6	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	1 %
7	repository.udistrital.edu.co Fuente de Internet	1 %

documentop.com



Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por Turnitin. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega:	Percy Rolando Coral Bardales
Título del ejercicio:	Quick Submit
Título de la entrega:	Resultado_UCP_IngenieríaCivil_2024_TSP_PercyCoral_y_JoelA...
Nombre del archivo:	VIL_PERCY_R_CORAL_BARDALES_Y_JOEL_ARBILDO_VALERA_R...
Tamaño del archivo:	2.61M
Total páginas:	108
Total de palabras:	21,567
Total de caracteres:	102,980
Fecha de entrega:	29-feb.-2024 08:17a. m. (UTC-0500)
Identificador de la entre...	2307854363

RESUMEN

Los autores investigaron cómo se perciben las emociones asociadas al uso de tecnologías de los estudiantes universitarios durante la entrega de trabajos en línea. Se utilizó un cuestionario en línea para recopilar datos sobre las emociones experimentadas por los estudiantes al utilizar plataformas de entrega de trabajos en línea. Los resultados de esta investigación sugieren que los estudiantes experimentan una variedad de emociones, como ansiedad, estrés y satisfacción, al utilizar estas plataformas. Se discuten las implicaciones de estos hallazgos para la mejora de la experiencia del estudiante y se sugieren áreas para futuras investigaciones.

Es importante señalar que los resultados de esta investigación están sujetos a limitaciones, como el tamaño de la muestra y el diseño del cuestionario. Se sugiere que futuras investigaciones consideren estos factores y realicen estudios más exhaustivos para comprender mejor la experiencia del estudiante al utilizar plataformas de entrega de trabajos en línea.

En cuanto a los métodos de esta investigación, se utilizó un cuestionario en línea para recopilar datos sobre las emociones experimentadas por los estudiantes al utilizar plataformas de entrega de trabajos en línea. El cuestionario se diseñó para medir la intensidad de las emociones experimentadas y se aplicó a una muestra representativa de estudiantes universitarios.

Palabras clave

Entrega de trabajos en línea, emociones, experiencia del estudiante.

Autores: Percy Rolando Coral Bardales

1

“Año del Bicentenario, de la consolidación de nuestra Independencia, y de la conmemoración de las heroicas batallas de Junín y Ayacucho”

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

Con Resolución Decanal N°257-2024-UCP-FCEI del 26 de Marzo del 2024, la FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP designa como Jurado Evaluador de la sustentación del Trabajo de Suficiencia Profesional a los señores:

- | | |
|---|------------|
| • Ing. Carmen Patricia Cerdeña del Aguila, Dra. | Presidente |
| • Ing. Félix Wong Ramírez, M. Sc. | Miembro |
| • Ing. Juan Jesús Ocaña Aponte, M. Sc. | Miembro |

Como Asesor: **Ing. Ulises Octavio Irigoin Cabrera, M. Sc.**

En la ciudad de Iquitos, siendo las 11:00 horas del día Martes 16 de Abril del 2024, de manera presencial supervisado por el Secretario Académico del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Universidad Científica del Perú., se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa del Trabajo de Suficiencia Profesional: **“DETERMINACION DE LOS PARAMETROS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS, PARA EL DISEÑO DE LAS ALCANTARILLAS DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO DE LA VIA VECINAL PICURO YACU – UNION CENTRO FUERTE – PUERTO GEN GEN – RIO MOMON, PROVINCIA DE MAYNAS, DEPARTAMENTO DE LORETO - 2023”.**

Presentado por los sustentantes: **JOEL ARBILDO VALERA Y
PERCY ROLANDO CORAL BARDALES**

Como requisito para optar el título profesional de: **INGENIERO CIVIL**

Luego de escuchar la sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: *Abuellos*

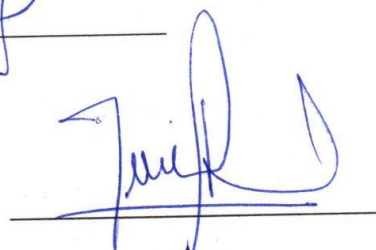
El Jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

La sustentación es: *Aprobada por Unanimitad*

En fe de lo cual los miembros del Jurado firman el acta.


Presidente


Miembro


Miembro

Contáctanos:

Iquitos – Perú
065 - 26 1088 / 065 - 26 2240
Av. Abelardo Quiñones Km. 2.5

Filial Tarapoto – Perú
42 – 58 5638 / 42 – 58 5640
Leoncio Prado 1070 / Martines de Compañon 933

Universidad Científica del Perú
www.ucp.edu.pe



HOJA DE APROBACIÓN

PROGRAMA ACADÉMICO INGENIERÍA CIVIL
BACHILLERES: CORAL BARDALES PERCY ROLANDO y ARBILDO VALERA JOEL

Trabajo de Suficiencia Profesional sustentada en acto público el 16 de abril de 2024, a las 11: 00 am en las instalaciones de la UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ.

ING. CARMEN PATRICIA CERDEÑA DEL AGUILA, DRA.
PRESIDENTE DE JURADO

ING. FELIX WONG RAMIREZ, M.Sc.
.MIEMBRO DE JURADO

ING. JUAN JESUS OCAÑA APONTE, M.Sc..
MIEMBRO DE JURADO

ING. ULISES OCTAVIO IRIGOIN CABRERA, M.Sc..
ASESOR

INDICE GENERAL

1.1	Resumen.....	11
1.2	Abstract.....	12
1.3	Antecedentes.....	13
1.4	Bases Teóricas.....	13
1.4.1	Las Alcantarillas	13-15
1.4.1.1	Tipos de Alcantarilla por el Flujo a la Entrada y la Salida	15-16
1.4.1.2	Criterios de Diseño de Alcantarillas.....	16-17
1.4.1.3	Tipos de Alcantarillas por su Capacidad	18-20
1.4.2	Clima	20
1.4.3	Temperatura	20
1.4.4	Precipitación.....	21
1.4.5	Geomorfología.....	21
1.4.6	Curvas IDF	21-22
1.4.7	Método Racional	22-23
1.4.8	Método Racional Modificado	23-24
1.4.9	Análisis Hidráulico	25
1.5	Tipos de Alcantarillas	25-27
1.5.1	Control de Entrada	27-28
1.5.2	Control en la Salida.....	29-30
1.6	Diseño de Alcantarillas.....	30
1.6.1	Consideraciones Generales del Diseño de una Alcantarilla	30-32
1.6.2	Criterios Hidráulicos de Diseño de Alcantarillas	32-34
1.7	Dimensiones de Alcantarillas	34
1.8	Criterios	35-36
1.9	Parámetros.....	37-39
2.1	Descripción del Problema	40
2.2	Formulación de Problema	40
2.2.1	Problema General	41
2.2.2	Problemas Específicos.....	41
2.3	Objetivos.....	41
2.3.1	Objetivos Generales	41
2.3.2	Objetivos Específicos	42-43
2.4	Hipótesis.....	43
2.4.1	Hipótesis de Investigación	43
2.4.2	Hipótesis Nula	43
2.5	Variables	44
2.5.1	Identificación de las Variables.....	44
2.5.1.1	Independiente.....	44
2.5.1.2	Dependiente	44
3.1	Tipo de Diseño de Investigación	44
3.2	Población y Muestra.....	44
3.2.1	Población.....	44-45

3.2.2 Muestra.....	45
3.3 Técnica, Instrumentos y Procedimientos de Recolección de Datos .	46
3.3.1 Técnica de Recolección de Datos.....	46
3.3.2 Instrumentos de Recolección de datos	46-47
3.3.3 Procedimientos de Recolección	47
3.4 Procesamientos de Datos y Análisis Estadísticos	47-49
4.1 Resultados de Parámetros Morfométricos de la Cuenca y Subcuencas	50
4.1.1 Parámetros de Forma	51
4.1.1.1 Área(A)	51
4.1.1.2 Perímetro(P).....	51
4.1.1.3 Longitud de Cause Principal (L)	51-52
4.1.1.4 Ancho Promedio.....	52
4.1.1.5 Pendiente Media del Curso Principal (S)	52
4.1.1.6 Coeficiente de Compacidad (Kc).....	52-54
4.1.1.7 Factor de Forma (Ff)	54-55
4.1.1.8 Sistema de Drenaje	55
4.1.1.8.1 Grado de Ramificación	55
4.1.1.8.2 Densidad de Drenaje.....	55-56
4.1.2 Parámetros de Relieve.....	57
4.1.2.1 Altitud Media de la Cuenca (H)	57
4.1.2.2 Rectángulo Equivalente	58
4.1.3 Parámetros de Drenaje	58
4.1.3.1 Orden de Ríos	59
4.1.3.2 Frecuencia de los Ríos	59
4.1.3.3 Densidad de Drenaje	59
4.1.3.4 Coeficiente de Torrencialidad	60
4.1.3.5 Pendiente Media del Río (Lc).....	60-61
4.1.3.6 Pendiente Media del Río Momón (Lc).....	60
4.1.3.7 Razón de Elongación	61
4.1.3.8 Tiempo Concentración	61
4.1.3.9 Parámetros de Subcuencas	61-112
5.1 Discusión.....	113
5.2 Conclusiones.....	114-115
5.3 Recomendaciones.....	115-116
5.4 Bibliografía.....	117
5.5 Anexos.....	118-140

RESUMEN

La presente investigación consiste en la caracterización de los parámetros hidrológicos necesarios para la obtención de caudales en la vía a intervenir, La falta de un adecuado sistema de drenaje puede generar un deterioro acelerado de los taludes, generando pérdida de estabilidad e incrementa el riesgo para los usuarios que circulan por una determinada vía, mediante la investigación se pudo identificar que la cuenca principal del río Momón cuenta con un área de 1422.20 km², una longitud de 95.1 km, una pendiente media de 0.11% y una altitud media de 117 msnm. Y dentro de ella se encuentran tres sub cuencas, la primera con un área de 8.86 km², dentro de las cuales se ubican cuatro microcuencas y se determinó el caudal de cada uno (1-1=0.28m³/s, 1-2=1.11m³/s, 1-2=0.90 m³/s y 1-4=0.67m³/s), la segunda con un área de 8.36 km², dentro se ubicó tres microcuencas y se determinó el caudal de cada uno (2-1=0.67m³/s, 2-2=0.39m³/s y 2-3=1.08m³/s) y la tercera con un área de 28.79 km², donde se ubican seis microcuencas y su respectivo caudal son (3-1=7.26m³/s, 3-2=5.03m³/s, 3-3=4.43m³/s, 3-4=2.89m³/s, 3-5=3.08m³/s y 3-6=1.35m³/s), estas microcuencas son las que interfieren directo en la vía Picuroyacu-puerto gen gen y debido a estos los habitantes del sector presentan con frecuencia dificultades para comercializar sus productos. ¿Cuál es el beneficio de esta alcantarilla para el sistema de flujo del río Momón? El objetivo principal es que nos permita evaluar, la transitabilidad de la vía y la eficiencia en la operatividad, del mismo.

Es importante definir los parámetros como caudales, porque con estos datos ya será posible el diseño de las alcantarillas, Según las investigaciones de laboratorio, se dice que la alcantarilla no se sumerge si la carga a la entrada es menor que un determinado valor crítico denominado H, cuyo valor varía de 1.2 D a 1.5 D siendo D el diámetro o altura de la alcantarilla.

El diseño hidráulico de una alcantarilla consiste en la selección de su diámetro de manera que resulte una velocidad promedio de 1.25 m/seg., en ciertos casos se suele dar a la alcantarilla una velocidad igual a la del canal donde ésta será construida, sólo en casos especiales la velocidad será mayor a 1.25 m/seg. para el diseño hidráulico de las alcantarillas se trabajó con el software hy-8.

Palabras claves

Parámetros hidrológicos e hidráulicos, Evaluación y Sistema de Flujos.

Bach. Percy Rolando Coral Bardales

ABSTRACT

The present investigation consists of the characterization of the hydrological parameters necessary to obtain flows on the road to be intervened. The lack of an adequate drainage system can generate accelerated deterioration of the slopes, generating loss of stability and increasing the risk for the users who circulate on a certain road, through the investigation it was possible to identify that the main basin of the Momón River has an area of 1422.20 km², a length of 95.1 km, an average slope of 0.11% and an average altitude of 117 meters above sea level. And within it there are three sub-accounts, the first with an area of 8.86 km², within which four micro-basins are located and the flow of each one was determined (1-1=0.28 m³/s, 1-2=1.11 m³/s, 1-3=0.90 m³/s and 1-4=0.67 m³/s), the second with an area of 8.36 km², within three micro-basins were located and the flow of each one was determined (2-1=0.67 m³/s, 2-2=0.39 m³/s and 2-3=1.08 m³/s) and the third with an area of 28.79 km², where six micro-basins are located and their respective flow rates are (3-1=7.26 m³/s, 3-2=5.03 m³/s, 3-3=4.43 m³/s, 3-4=2.89 m³/s, 3-5=3.08 m³/s and 3-6=1.35 m³/s), these microbasins are the that directly interfere with the Picuroyacu-Puerto Gen Gen road and due to these, the inhabitants of the sector frequently have difficulties in marketing their products. What is the benefit of this culvert for the flow system of the Momón River? The main objective is to allow us to evaluate the passability of the road and its operational efficiency.

It is important to define the parameters as flow rates, because with these data the design of the sewers will be possible. According to laboratory research, it is said that the sewer does not submerge if the load at the entrance is less than a certain critical value called H, whose value varies from 1.2 D to 1.5 D with D being the diameter or height of the sewer.

The hydraulic design of a culvert consists of selecting its diameter so that an average speed of 1.25 m/sec results. In certain cases, the culvert is usually given a speed equal to that of the channel where it will be built, only in special cases the speed will be greater than 1.25 m/sec. For the hydraulic design of the sewers, we worked with the HY-8 software.

Keywords

Hydrological and hydraulic parameters, Evaluation and Flow System.

Bach. Percy Rolando Coral Bardales

Capítulo I Marco Teórico

1.3 Antecedentes del estudio

Durante la administración comprendida en los años 2021 al 2022, la Dirección de Transportes y Comunicaciones de la Gobernación de Loreto en coordinación con el Gobierno Municipal de Punchana ejecutó un inventario de la red vial, en el cual identificaron el estado de las vías rurales del municipio, con el objeto de gestionar, coordinar y proyectar los respectivos mejoramientos y mantenimientos para el beneficio del departamento; Dentro de estos registros se encuentra el tramo de vía que conduce del centro poblado de Picuroyacu al centro poblado Puerto Gen Gen, pasando por Unión Centro Fuerte.

Se logro identificar que la actividad económica principal es la producción y venta de los productos de pan llevar, los cuales se ven severamente afectados por las condiciones actuales de las vías.

Los habitantes del sector presentan con frecuencia dificultades para comercializar sus productos en las principales cabeceras municipales, con costos poco competitivos, ya que la vía no cuenta con drenaje superficial, lo que imposibilita el tránsito ya que la zona en tierra se convierte en lodo.

1.4 Bases teóricas

1.4.1 Las Alcantarillas

Las alcantarillas son conductos que pueden ser de sección circulares o de marco (cuadradas o rectangulares) usualmente enterradas, utilizadas en desagües o en cruces con carreteras, pueden fluir llenas o parcialmente llenas dependiendo de ciertos factores tales como: diámetro, longitud, rugosidad y principalmente los niveles de agua, tanto a la entada como a la salida. Es así como desde el punto de vista práctico, las alcantarillas se han clasificado en función de las características del flujo a la entrada y a la salida de la misma. Según las investigaciones de laboratorio, se dice que la alcantarilla no se sumerge si la carga a la entrada es menor que un

determinado valor crítico denominado H, cuyo valor varía de 1.2 D a 1.5 D siendo D el diámetro o altura de la alcantarilla.

Uno de los procesos principales consiste en la caracterización de los parámetros hidrológicos necesarios para la obtención de caudales en la vía a intervenir, para ello partiremos entendiendo que ciclo hidrológico es la interacción de la energía de la radiación solar y la fuerza de la gravedad, generan procesos y cambios modifican el estado físico de las moléculas del agua. ver figura 1.

Como consecuencia a los cambios generados en el ciclo hidrológico a causa de la construcción de vías y áreas impermeables se modificaron el comportamiento del flujo del agua por lo cual se debe implementar un sistema de drenaje para carreteras; los cuales, son un conjunto de obras que tienen como función conducir las aguas de escorrentía o flujo superficial y evacuar adecuadamente en afluentes naturales o en zonas con alta permeabilidad. Los daños en las estructuras de pavimento son generalmente causados por la erosión generada por el flujo y mal drenaje del agua.

La falta de un adecuado sistema de drenaje puede generar un deterioro acelerado de los taludes, generando pérdida de estabilidad e incrementa el riesgo para los usuarios que circulan por la vía.

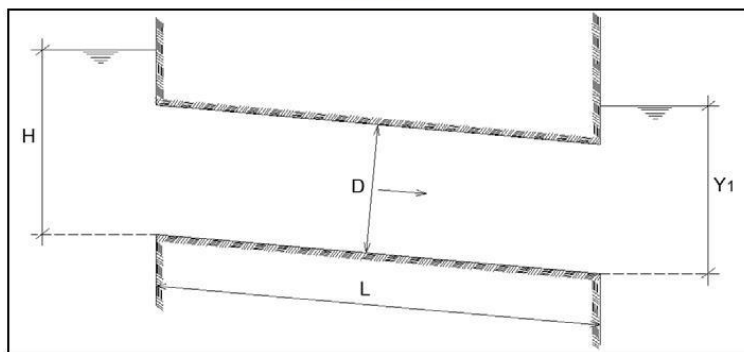
Como consecuencia de la creación de áreas impermeables y de la modificación de uso de suelo para la construcción de la vía, se hace necesario el estudio de las características hidro climatológicas de la zona, en función de la variación de la temperatura, clima y precipitación. Los criterios hidrológicos son las herramientas que nos van a permitir caracterizar las metodologías claves para la obtención de resultados reales y precisos de las condiciones particulares de la zona estudio.

La riqueza hídrica del municipio es abundante, iniciando por sus dos principales Cuencas hidrográficas, los cuales son el río Momón y el río Momón (Ver Figura. Además de ser un municipio con abundancia hídrica, cuenta con la ventaja de una gran diversidad de especies de peces y actividades económicas asociadas a estos ríos.

1.4.1.1 Tipos de alcantarilla por el flujo a la entrada y a la salida

Tipo I: Salida sumergida

Figura 1



La carga hidráulica H^* a la entrada es mayor al diámetro D , y el tirante Y_t a la salida, es mayor a D , en este caso la alcantarilla es llena:

Luego:

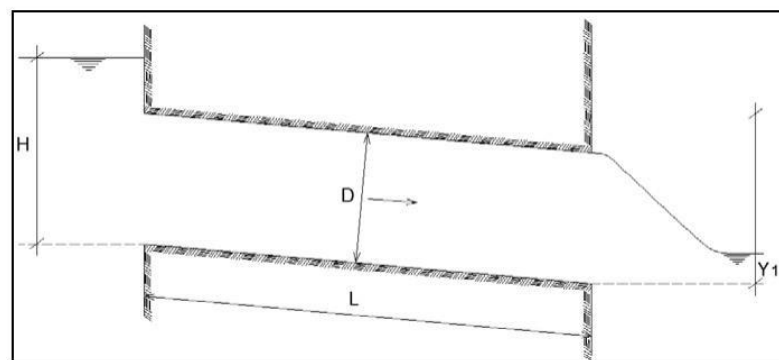
$$H^* > D$$

$$Y_t > D$$

Alcantarilla llena

Tipo II: salida no sumergida

Figura 2



¹ Manual: Criterios de diseño de Obras Hidráulicas. ANA

Tipo III: Salida no sumergida

$$H > H^*$$

$$Y_t < D$$

Parcialmente llena

Tipo VI: Salida no sumergida

$$H < H^*$$

$$Y_t > y_c$$

Flujo subcrítico en la alcantarilla

Tipo V: Salida no sumergida

$$H < H^*$$

$$Y_t < Y_c$$

Flujo subcrítico en la alcantarilla

Flujo supercrítico en la salida

Tipo VI: Salida no sumergida

$$H < H^*$$

$$Y_t < Y_c$$

Flujo supercrítico en la alcantarilla

Flujo supercrítico en la entrada

En diseños preliminares rápidos se recomienda usar $H^* = 1.5 D$

Los tipos I y II corresponden a flujo confinado en tuberías y los otros tipos a flujo en canales abiertos

1.4.1.2 Criterios de diseño de Alcantarillas

El diseño hidráulico de una alcantarilla consiste en la selección de su diámetro de manera que resulte una velocidad promedio de 1.25 m/seg., en ciertos casos se suele dar a la alcantarilla una velocidad igual a la del canal donde ésta será construida, sólo en casos especiales la velocidad será mayor a 1.25 m/seg.

La cota de fondo de la alcantarilla en la transición de entrada, se obtiene restando a la superficie normal del agua, el diámetro del tubo más 1.5 veces la carga de velocidad del tubo cuando éste fluye lleno o el 20% del tirante de la alcantarilla.

La pendiente de la alcantarilla debe ser igual a la pendiente del canal.

El relleno encima de la alcantarilla o cobertura mínima de terreno para caminos parcelarios es de 0.60 m y para cruces con la panamericana de 0.9 m.

La transición tanto de entrada como de salida en algunos casos se conectan a la alcantarilla mediante una rampa con inclinación máxima de 4:1. El talud máximo del camino encima de la alcantarilla no debe ser mayor de 1.5:1 en cruce de canales con camino, las alcantarillas no deben diseñarse en flujo supercrítico.

Se debe determinar la necesidad de collarines en la alcantarilla.

Normalmente las alcantarillas trabajan con nivel del agua libre, llegando a mojar toda su sección en periodos con caudales máximos.

Las pérdidas de energía máximas pueden ser calculadas según la fórmula:

$$P_{erd} = (P_e * P_f * P_s) \frac{V_a^2}{2g}$$

Donde los coeficientes de pérdida pueden ser determinadas según lo explicado anteriormente:

P_e = Pérdidas por entrada

P_s = Pérdidas por salida

P_f = Pérdidas por fricción en el tubo

V_a = Velocidad en la alcantarilla

El factor f de las pérdidas por fricción, se puede calcular mediante el diagrama de Moody o por el método que más se crea conveniente.

1.4.1.3 Tipos de alcantarillas por su capacidad

a. Alcantarilla de un tubo

Para caudales iguales o menores a 1.2 m³/seg

$$Q_{\max} = D_i^2 \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

Donde
$$D_i = \sqrt{Q_{\max}}$$

Longitud de Transiciones

$$LP \geq 4 D_i$$

La transición de entrada no lleva protección y la transición de salida lleva una protección de enrocado con un espesor de la capa igual a 0.20m.

Longitud de protección

$$LP \geq 3 D_i$$

Diámetro interno mínimo

$$D_i = 0.5$$

b. Alcantarilla de 2 tubos

Para caudales que oscilan entre 1.2 m³ /s y 2.2 m³ /s.

$$Q_{\max} = 2 D_i^2 \text{ (m}^3 \text{ /s)}$$

Donde
$$D_i = \sqrt{\frac{Q_{\max}}{2}}$$

Longitud de las transiciones

$$L_t \geq 5 D_i$$

Las transiciones de entrada y salida llevan protección de enrocado con un espesor de la capa de roca de 0.25 m hasta una altura sobre el fondo del canal de 1.2 D.

Longitud de protección en la entrada

$$L_p \geq 4 D_i$$

Longitud de protección en la salida

$$L_p \geq 5 D_i$$

Diámetro interno mínimo

$D_i = 0.51 \text{ m.}$

c. Alcantarilla de 2 ojos

Para caudales que oscilan entre 1.5 m³/s y 4.5m³/s

Sección del ojo = Ancho x Altura

$D \times 1.25 D$

Capacidad Máxima de la alcantarilla

$Q_{\max} = 3.1 D^2 \text{ (m}^3/\text{s)}$

donde

$$D_i = \sqrt{\frac{Q_{\max}}{3.1}}$$

Entrada y salida con protección de enrocado y con espesor de la capa de roca de 0.25 m.

Longitud de las transiciones

$L_t = D + b$

b = plantilla del canal

Longitud de protección en la entrada

$L_p = 3 D$

Longitud de protección en la salida

$L_p = 5 D$

Diámetro interno mínimo

$D_i = 0.80 \text{ m}$

d. Alcantarilla de 3 ojos

Para caudales que oscilan entre 2.3 m³/s y 10.5 m³/s

Sección del ojo = ancho x altura

$D \times 1.25 D$

$Q_{\max} = 4.8 D^2 \text{ (m}^3/\text{s)},$

donde

$$D_i = \sqrt{\frac{Q_{\max}}{4.8}}$$

Entrada y salida con protección de enrocado y con un espesor de la capa de roca de 0.25 m.

Longitud de las transiciones

$$L_t = D + b$$

b = Plantilla del canal

Longitud de protección de la entrada

$$L_p \geq 3 D$$

Longitud de la protección de la salida

$$L_p \geq 5 D$$

Diámetro interno mínimo

$$D_i = 0.80 \text{ m}$$

1.4.2 CLIMA

Según el atlas climatológico de Perú (SENAMHI, ATLAS CLIMATOLÓGICO DE PERU, 2020) el clima es el conjunto fluctuante de las condiciones atmosféricas, caracterizado por los estados y evoluciones del estado del tiempo, durante un periodo y en un lugar o región dada y controlado por los denominados factores forzantes, factores determinantes y por la interacción entre los diferentes componentes del denominado sistema climático. El municipio de Punchana cuenta con variedad de pisos térmicos con un clima templado dado el rango de temperaturas mencionado anteriormente.

1.4.3 Temperatura

El municipio de Punchana presenta una temperatura que oscila entre los 22°C a los 28°C, y una distribución temporal de régimen bimodal, el cual posee los valores máximos de temperatura registrados a lo largo del año en dos épocas, correspondientes a los meses de marzo – abril y en los meses de junio – julio. Por otra parte, los meses en los cuales se registra las épocas de menores temperaturas corresponden a los meses comprendidos entre noviembre y diciembre.

1.4.4 PRECIPITACIÓN

El municipio de Punchana presenta precipitaciones en un rango que oscila entre los 3000 mm a los 4000 mm, y una distribución temporal de régimen bimodal, el cual posee los valores máximos de lluvias registrados a lo largo del año en dos épocas, correspondientes a los meses de abril y octubre. Por otra parte, los meses en los cuales se registra las épocas de menores precipitaciones corresponden a los meses comprendidos entre diciembre a marzo, además de los meses de junio y julio.

1.4.5 GEOMORFOLOGÍA

El territorio del municipio se caracteriza por una topografía montañosa y bastante Plana con cambios de altura muy pocos significativos, partiendo de las zonas más bajas ubicadas en la cabecera, con una altura promedio de 125 m.s.n.m, aumentando su elevación con pendientes pronunciadas alcanzando niveles que oscilan entre los 100 y 200 m.s.n.m en las zonas limítrofes con el río Momón.

En función al estudio de las características mencionadas anteriormente se realizará un análisis de la probabilidad de ocurrencia de los eventos atípicos en la zona, con el fin de determinar los periodos de retorno y los caudales de diseño a lo largo de la vía, con el fin de realizar el dimensionamiento de la red de conductos que desalojan el agua, al trabajar en conjunto con obras complementarias (Lazo Margáin, 1985).

Como lo son las estructuras o conductos que cumplen con la función de captar, evacuar, conducir y disponer, comprendidas en un sistema de alcantarillado adecuado para el manejo de los caudales de diseño. (Pérez Carmona, 2013)

1.4.6 Curvas IDF

Para el proyecto, se propone el método de (Díaz Granados, 1998). En esta metodología se desarrollan las curvas intensidad-duración- frecuencia por correlación con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas, el número

promedio de días de lluvia al año, la precipitación total media anual y la elevación de la estación.

La mejor correlación obtenida, sin embargo, fue la que se obtuvo con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas en una estación, y es la que se propone para los estudios, además de que es la más sencilla de utilizar. La expresión resultante está dada por:

$$i = \frac{a * T^b * M^d}{(1/60)^c}$$

Donde:

I: Intensidad de precipitación, en milímetros por hora (mm/h).

T: Periodo de retorno, en años.

M: Precipitación máxima promedio anual en 24 h a nivel multianual

t: Duración de la lluvia, en minutos (min).

a, b, c, d: Parámetros de ajuste de la regresión.

Para el caso de la estación Momón, se tiene que la ecuación de las curvas IDF es:

$$I_{max} = \frac{383.5029 * T^{0.2040}}{D^{0.5535}}$$

1.4.7 Método racional

Para la determinación del caudal de diseño se aplicará el método racional, el cual consiste en el producto del coeficiente de escorrentía, que será definido a partir de los valores recomendado en el manual de drenaje para carreteras, la intensidad y el área de drenaje, que estará limitada entre las alcantarillas ubicadas preliminarmente según las condiciones críticas de la geometría de la vía. Para ello necesitaremos la siguiente expresión:

$$Q_e = 0,278 \text{ CIA}$$

Q_e: Caudal de escorrentía superficial, en m³/s

C: Coeficiente de escorrentía superficial

I: Intensidad en milímetros por hora (mm/h)

A: Área de drenaje entre alcantarillas, kilómetros cuadrados (Km²)

El resultado obtenido a partir de esta metodología nos permitirá evaluar la capacidad de las estructuras ubicadas preliminarmente en el proyecto

1.4.8 Método racional Modificado

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de drenaje naturales con áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (T_c) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente:

$$Q = 0,278 CIAK$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m³ /s)

C: Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km²)

K: Coeficiente de Uniformidad Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes

A) Tiempo de Concentración (T_c)

$$T_c = 0.3 (L / S^{0.25})^{0.76}$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

B) Coeficiente de Uniformidad

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Donde:

Tc= Tiempo de concentración (horas)

C) Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (kA)

$$K_A = 1 - (\log_{10} (A / 15))$$

Donde:

A: Área de la cuenca (Km²)

D) Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

$$P_A = k_d$$

Donde:

k_A: Factor reductor

P_d: Precipitación máxima diaria (mm)

E) Intensidad de Precipitación (I)

$$I = \left(\frac{p}{24}\right) * 11^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

F) Coeficiente de Escorrentía (C)

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2}$$

Donde:

P_d: Precipitación máxima diaria (mm)

P_o: Umbral de escorrentía

CN: Número de curva

$$P_o = \left(\frac{5000}{CN}\right) - 500$$

1.4.9 Análisis hidráulico

El agua sobre la vía puede ocasionar múltiples situaciones negativas en términos de durabilidad de la estructura del pavimento y de seguridad vial para los transeúntes. El drenaje longitudinal de la vía estará conformado por una red de cunetas que conduzcan a puntos específicos el agua encausada para su respectivo desagüe.

Una vez definido los caudales de la vía procedemos a la localización final según su requerimiento. En este caso procederemos a determinar la capacidad de las cunetas y las alcantarillas que componen el proyecto, para ello será importante tener claro los criterios que aplican.

1.5 Tipos de alcantarillas

Las alcantarillas son conductos de drenaje de longitud corta, ubicados en las intersecciones de la red natural de drenaje (quebradas, arroyos, ríos) con las redes de transporte (carreteras, caminos, vías de ferrocarril, etc.). Las alcantarillas son mucho más pequeñas que los puentes; por consiguiente, hay un mayor número de ellas. Usualmente están diseñadas para operar bajo flujo permanente gradualmente variado; por lo tanto, se aplican los principios de la Sección 3.

Las alcantarillas se calculan para que permitan pasar de manera óptima el gasto de diseño, sin producir un desbordamiento tal que comprometa la integridad de la superestructura (Fig. 66). El gasto de diseño está basado en consideraciones hidrológicas, las cuales están tratadas en la Sección 2. El período de retorno varía típicamente entre 10 y 50 años (Ponce, 2008). A mayor período de retorno, mayor será el gasto de diseño y, consecuentemente, mayores serán las dimensiones de la estructura



Fig. 1 Alcantarilla del Cañón Yogurt, en la frontera internacional entre California, EE.UU. y Baja California, México.

El flujo en una alcantarilla depende de lo siguiente:

- ✓ El tamaño y la forma de la sección transversal,
- ✓ La pendiente de fondo,
- ✓ La longitud del conducto,
- ✓ La rugosidad, y
- ✓ Las características de la entrada y de la salida.

El flujo puede ser de uno de los siguientes tipos:

- ✓ De superficie libre (flujo en canal),
- ✓ De conducto cerrado (flujo en tubería), o
- ✓ De superficie libre en una fracción de su longitud y conducto cerrado en la otra fracción.

Las profundidades de flujo aguas arriba y aguas abajo determinan si la alcantarilla está fluyendo parcial o totalmente llena. La profundidad de flujo aguas arriba, por encima de la base o fondo en la entrada de la alcantarilla, es denominada Profundidad Aguas Arriba [Headwater HW], por sus siglas en inglés. La profundidad de flujo aguas abajo, por encima de la base o fondo en la salida de la alcantarilla, es denominada Profundidad Aguas Abajo [Tailwater TW].

El objetivo es calcular el tamaño más pequeño de la alcantarilla que permita pasar el gasto de diseño sin exceder una profundidad aguas arriba determinada (Fig. 67). El diseño depende de si el control (hidráulico) está en la entrada o en la salida de la alcantarilla.



Fig 2. Alcantarilla debajo de la línea de ferroxarril Cañada Joel Bill, Tecate, Baja California, Mexico

1.5.1 Control en la entrada

El flujo en una alcantarilla se encuentra bajo control en la entrada cuando la descarga depende sólo de las condiciones en la entrada. Por ejemplo, asúmase una alcantarilla circular de diámetro D , longitud L , pendiente de fondo S , profundidad aguas arriba H_W y profundidad aguas abajo TW .

El primer paso es calcular la profundidad normal y_n y la profundidad crítica y_c en el conducto (Sección 3 y calculadoras en línea). Se examinan las siguientes condiciones:

- Si $y_n < y_c$, el flujo es supercrítico y la profundidad aguas abajo no afecta a las condiciones aguas arriba. Por lo tanto, la profundidad aguas arriba

está exclusivamente controlada por las condiciones en la entrada (Fig. 68).

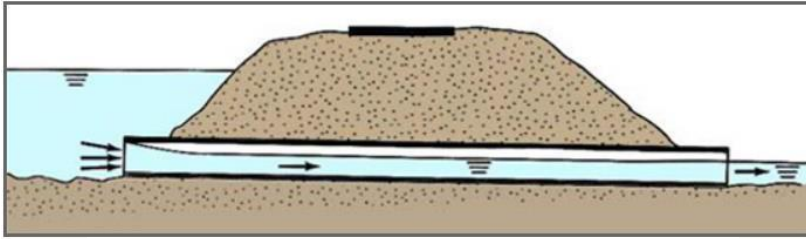


Fig 3. flujo en una alcantarilla bajo condiciones supercríticas, con la entrada sumergida y la salida no sumergida.

- Si el flujo es supercrítico y $TW > y_n$, puede ocurrir un salto hidráulico en algún lugar del conducto (Fig. 69). Si el flujo

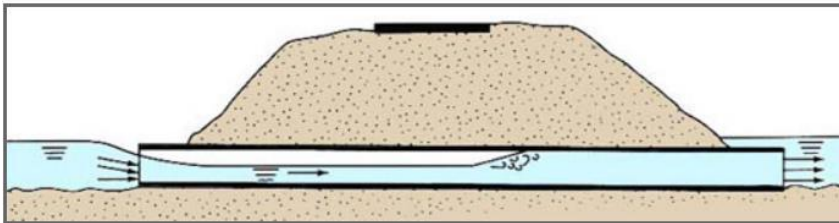


Fig 4. Flujo en una alcantarilla bajo condiciones supercríticas, con la entrada no sumergida y la salida sumergida.

El control en la entrada ocurre cuando la alcantarilla es capaz de conducir más flujo que el permitido por el orificio de entrada. La sección de control se sitúa precisamente en la entrada. El flujo pasa de profundidad crítica en la sección de control a supercríticas aguas abajo de la misma.

Cuando el control está en la entrada, la alcantarilla actúa como un orificio o vertedero. Si la entrada está sumergida, el flujo es similar al de un orificio; por el contrario, si la entrada no está sumergida, el flujo se asemeja al de un vertedero. [Si $HW < 1.2 D$, la entrada será no sumergida]. Si la entrada no está sumergida pero la salida sí está, se formará un salto hidráulico en algún lugar del conducto (Fig. 4).

1.5.2 Control en la salida

El control en la salida ocurre en las siguientes condiciones:

- Cuando la profundidad aguas abajo TW es: $TW > 1.2 D$; es decir, para un nivel alto de la superficie de agua. En este caso, la alcantarilla está completamente sumergida, lo cual se asemeja a un flujo en conducto cerrado. El nivel aguas arriba puede calcularse usando la ecuación de la conservación de la energía. El nivel aguas arriba está determinado por la elevación del nivel aguas abajo y las características de fricción de la alcantarilla.
- Cuando la entrada y la salida se encuentran sumergidas; y
- Cuando la pendiente de la alcantarilla es suave (flujo subcrítico) y tanto el nivel aguas arriba como el nivel aguas abajo son menores que el diámetro de la alcantarilla ($HW < D$; $TW < D$). En este caso, el procedimiento más apropiado es calcular el perfil de la superficie del agua.

La Figura 5 ilustra la variación de la descarga o caudal en función de la carga o nivel de energía aguas arriba. Puede observarse que conforme la descarga aumenta de baja a alta, a un cierto nivel el flujo cambia de control en la entrada a control en la salida.

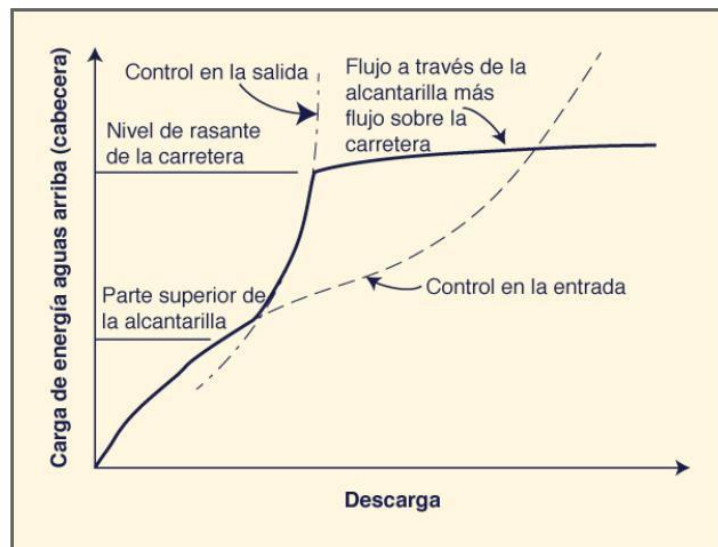


Fig 5. Variación de la descarga en función de la carga (nivel) de energía aguas arriba (U.S. Army Corps of Engineers, 2014).

1.6 Diseño de alcantarillas

1.6.1 Consideraciones generales del diseño de una alcantarilla

Pasos a seguir en el diseño de una alcantarilla:

1. Recolectar los datos de diseño:

- Descarga o gasto.
- Elevación del nivel aguas abajo.
- Pendiente del conducto.

2. Elegir el tipo y características de la alcantarilla:

- Forma de la sección transversal (circular, cuadrada, rectangular, con arco).
- Dimensiones (diámetro, si es circular).
- Longitud del conducto.
- Tipo de material (concreto, acero corrugado, aluminio corrugado, mampostería de piedra).
- Tipo de entrada (con esquinas rectas o esquinas redondeadas).



Fig 6. Un conjunto de dos alcantarillas de acero corrugado.

3. Se determino el tipo de control predominante (entrada o salida), basado en: (a) la elevación del nivel aguas arriba, (b) la elevación del nivel aguas abajo, (c) el diámetro, y (d) la pendiente.
4. Si el control es en la entrada, calcular la elevación del nivel aguas arriba requerida para permitir pasar el gasto de diseño en forma óptima.
5. Si el control es en la salida, calcular la elevación del nivel aguas arriba requerida, usando: (a) la ecuación de conservación de la energía, o (b) el cálculo del perfil de la superficie del agua.
6. Si la elevación calculada del nivel aguas arriba es mayor que la permitida, elegir una alcantarilla de mayor tamaño y repetir el proceso de cálculo.
7. En algunos casos, no es posible predeterminedar el tipo de control. En este caso, se recomienda hacer los dos cálculos. El tipo de control adoptado será aquél que resulte en una mayor elevación del nivel aguas arriba.
8. Otras consideraciones en el diseño de una alcantarilla incluyen:
 - Socavación o erosión en el cuerpo del terraplén que rodea al conducto,
 - Socavación local en la salida de la alcantarilla,

- Erosión del material de relleno cerca de la entrada,
- Obstrucción del conducto con escombros, y
- Estructura para permitir el paso de peces.

De la figura 7, se puede Establecer la conservación de la energía :

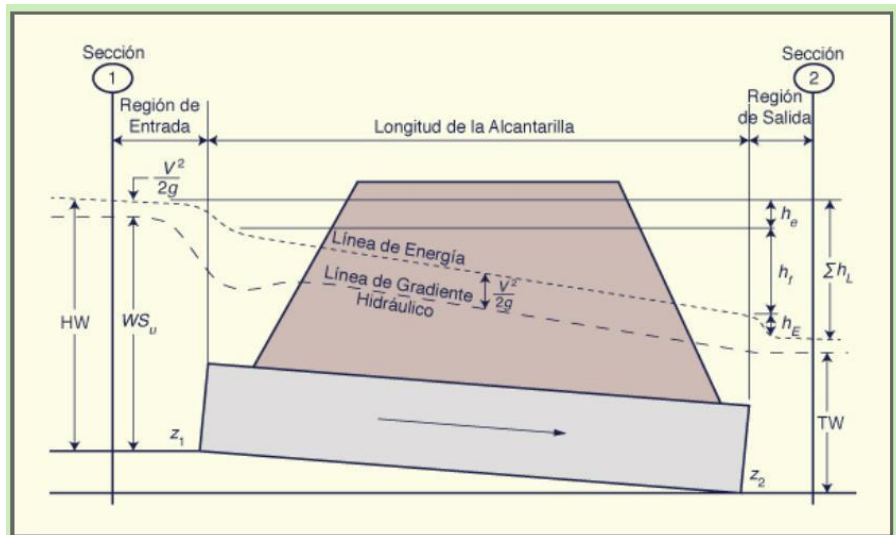


Fig 7. Conservacion de la energia en el flujo de una alcantarilla

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_L$$

1.6.2 Criterios hidráulicos de diseño de Alcantarillas

1. El diseño hidráulico de una alcantarilla consiste en la selección de su diámetro de manera que resulte una velocidad promedio de 1.25 m/seg., en ciertos casos se suele dar a la alcantarilla una velocidad igual a la del canal donde ésta será construida, sólo en casos especiales la velocidad será mayor a 1.25 m/seg.
2. La cota de fondo de la alcantarilla en la transición de entrada se obtiene restando a la superficie normal del agua, el diámetro del tubo más 1.5 veces la carga de velocidad del tubo cuando éste fluye lleno o el 20% del tirante de la alcantarilla.
3. La pendiente de la alcantarilla debe ser igual a la pendiente del canal.

4. El relleno encima de la alcantarilla o cobertura mínima de terreno para caminos parcelarios es de 0.60 m y para cruces con la panamericana de 0.9 m.
5. La transición tanto de entrada como de salida en algunos casos se conectan a la alcantarilla mediante una rampa con inclinación máxima de 4:1.
6. El talud máximo del camino encima de la alcantarilla no debe ser mayor de 1.5:1
7. En cruce de canales con camino, las alcantarillas no deben diseñarse en flujo supercrítico.
8. Se debe determinar la necesidad de collarines en la alcantarilla.
9. Normalmente las alcantarillas trabajan con nivel del agua libre, llegando a mojar toda su sección en periodos con caudales máximos.
10. Las pérdidas de energía máximas pueden ser calculadas según la fórmula:

$$P_{erd} = (P_e * P_f * P_s) \frac{V_a^2}{2g}$$

Donde los coeficientes de pérdida pueden ser determinadas según lo explicado anteriormente:

P_e = Pérdidas por entrada

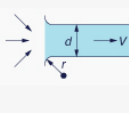
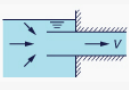
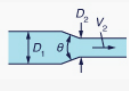
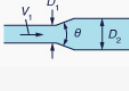
P_s = Pérdidas por salida

P_f = Pérdidas por fricción en el tubo

V_a = Velocidad en la alcantarilla

El factor f de las pérdidas por fricción, se puede calcular mediante el diagrama de Moody o por el método que más se crea conveniente.

Tabla 1. Coeficientes de pérdidas de carga en la entrada, contracción y expansión

Descripción	Ilustración (Hacer click en la figura para mostrar)	Datos adicionales	Coeficiente de pérdida de carga K	
Entrada $h_L = K_e [V^2 / (2g)]$		r/d	K_e	
		0.0	0.50	
		0.1	0.12	
		> 0.2	0.03	
			1.0	
Contracción $h_L = K_C [V_2^2 / (2g)]$		D_2 / D_1	K_C $\theta = 60^\circ$	K_C $\theta = 180^\circ$
		0.0	0.08	0.50
		0.2	0.08	0.49
		0.4	0.07	0.42
		0.6	0.06	0.32
		0.8	0.05	0.18
		0.9	0.04	0.10
Expansión $h_L = K_E [V_1^2 / (2g)]$		D_1 / D_2	K_E $\theta = 10^\circ$	K_E $\theta = 180^\circ$
		0.0		1.00
		0.2	0.13	0.92
		0.4	0.11	0.72
		0.6	0.06	0.42
		0.8	0.03	0.16

1.7 Dimensiones de las alcantarillas

Las alcantarillas serán las estructuras que permitan el desagüe de las aguas transportadas por las cunetas durante los periodos de precipitación. Estas trabajan parcialmente llenas, y para su diseño se consideran como un canal abierto. (French R. H., 1988)

Los ductos para el desagüe de las aguas transportadas por las cunetas se establecerán a partir de las estructuras tipo propuestas por el MTC². Estas dimensiones deberán ser revisadas a partir de la fórmula de Manning para determinar la capacidad de estas.

² Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. MTC

1.8 CRITERIOS

Dimensiones de la cuneta

La sección transversal de las cunetas juega un papel indispensable dentro de la sección de la vía, ya que un dimensionamiento inadecuado puede originar problemas como encharcamiento por rebosamiento, inundación de predios adyacentes a la vía, encunetamiento de los vehículos y, en los casos más graves, hasta vuelco, (MINISTERIO DE TRANSPORTE, 2013). Por este motivo estaremos sujetos a las dimensiones recomendadas por el INVIAS en el documento técnico “Manual de drenaje para carreteras”.

Dimensiones de las alcantarillas

Las alcantarillas serán las estructuras que permitan el desagüe de las aguas transportadas por las cunetas durante los periodos de precipitación. Estas trabajan parcialmente llenas, y para su diseño se consideran como un canal abierto. (French R. H., 1988)

Los ductos para el desagüe de las aguas transportadas por las cunetas se establecerán a partir de las estructuras tipo propuestas por el INVIAS. Estas dimensiones deberán ser revisadas a partir de la fórmula de Manning para determinar la capacidad de estas.

Localización de cunetas en sección y alcantarillas

La sección transversal y la pendiente longitudinal de la cuneta serán los componentes principales para la definición de las descargas. Con las variables de ancho, profundidad y pendiente, podremos ajustar conforme a las condiciones del tramo a intervenir. (Novak, A.I.B. Moffat, & Nalluri. C, 2001)

La ubicación de esta dependerá propiamente de las condiciones geométricas de la vía, a pesar de que se encuentran generalmente a los costados de la vía, su continuidad podrá variar según el terraplén. La ubicación de las alcantarillas dependerá de las longitudes de las cunetas y la localización de estas. Para ello también se tendrán en cuenta las fuentes hídricas como riachuelos o pequeñas quebradas que puedan atravesar de manera transversal a la vía o rondan paralelamente.

Las alcantarillas están compuestas en tres partes: poceta de entrada, ducto y cabezal de descarga. El diseño de esta estructura dependerá del equilibrio del

caudal de conducción y la capacidad de esta. Los cálculos de esta no tendrán en cuenta pérdidas, debido a que son depreciables al ser tramos tan cortos. (Mery M., 2013).

Pendiente longitudinal de cuneta

Se considera un criterio principal, pero se encuentra limitado, ya que este depende propiamente de la pendiente longitudinal de la vía. No obstante, con este criterio determinaremos los tipos de estructuras de drenaje y la ubicación de estas. La capacidad de la cuneta podrá verse afectada directamente por las condiciones geométricas de la vía, ya que entre menor sea este criterio la capacidad se verá proporcionalmente reducida.

Longitud de cuneta:

La longitud de esta dependerá propiamente de su funcionalidad y que cumpla con todos los parámetros, de tal manera que garantice el buen drenaje superficial de la vía, aunque al ser construida en concreto la erosión sólo se producirá cuando la velocidad del agua supere los 3 m/seg. (MINISTERIO DE TRANSPORTE, 2014)

Una vez definido los criterios es importante definir los parámetros del proyecto que nos permitirá realizar la evaluación hidráulica.

1.9 PARÁMETROS

Velocidad

Este parámetro consiste en el volumen de agua que se desplaza en un espacio delimitado en una unidad de tiempo; Se considera la velocidad un parámetro importante ya que deberemos asegurarnos que el concreto de la cuneta resista las acciones erosivas del agua. Para se realizará un proceso de iteración en el que identifiquemos la longitud y caudal máxima que logre transportar la estructura. (World Meteorological Organization; United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization., 2012)

Área

Dentro de las condiciones actuales bajo la vía se debe identificar la sección correcta para la buena funcionalidad de la estructura y garantizar el transito seguro de los vehículos en el tramo a intervenir.

Radio hidráulico

Este parámetro consiste en la relación entre el área de la sección transversal del flujo y el perímetro de la sección mojada de la conducción, en este caso ya sea alcantarilla o cuneta. (World Meteorological Organization; United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization., 2012)

Donde:

R: Radio hidráulico (m)

A: Área hidráulica (m²)

P: perímetro mojado (m)

Coeficiente de Manning

Según (Pérez Carmona, 2013), este coeficiente se define como “un factor que representa un efecto friccional al interior del conducto cuando un flujo se encuentra en movimiento”. Este paso se considera fundamental para el análisis

hidráulico, ya que a partir de este coeficiente se logrará determinar propiedades hidráulicas de la cuneta que permitan evaluar la capacidad de esta.

Ya que a medida que las paredes del canal o un ducto sean más rugosas, el movimiento del fluido, en este caso el agua, será más lento.

Evaluación hidráulica

En este capítulo evaluaremos los criterios y parámetros descritos anteriormente, teniendo en cuenta los resultados obtenidos en el estudio hidrológico. El objeto del diseño consiste en revisar y analizar la capacidad de las estructuras (Q_e), en este caso la cuneta y las alcantarillas, con respecto al caudal de escorrentía determinado (Q_c).

Para lograr el dimensionamiento correcto de las estructuras partiremos del equilibrio entre los dos caudales mencionados, es decir, $Q_e = Q_c$. Para ello usaremos la ecuación general de Manning y la ecuación del método racional.

$$L = \frac{AR^{2/3}S^{1/2} * 10^6}{0.280 * n * C * iA_y}$$

$$Q_c = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n}$$

Donde:

Q_c : Caudal capacidad estructura. (m^3/s)

A: Área hidráulica. (m^2)

R: Radio hidráulico. (m)

S: Pendiente de la estructura en tanto por uno. (m/m)

n: Coeficiente de rugosidad.

C: Coeficiente de escorrentía.

A_y : Área de drenaje (Km^2)

I: intensidad (mm/h)

Una vez obtenido este caudal de capacidad, realizamos el chequeo para todo el tramo vial a intervenir para determinar longitudes de cunetas y ubicación de

alcantarillas a partir de las recomendaciones indicadas en el manual de drenaje para carreteras.

En el caso de que las estructuras no cumplan con la capacidad se deberá reevaluar teniendo en cuenta ya sea implementando nuevas estructuras o aumentando la sección de estas bajo los parámetros establecidos anteriormente. Para lograr el dimensionamiento correcto de las estructuras partiremos del equilibrio entre los dos caudales mencionados, es decir, $Q_e = Q_c$. Para ello usaremos la ecuación general de Manning y la ecuación del método racional.

Para verificación de capacidad de cunetas:

$$L = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * 10^6}{0.280 * n * C * I * A_y};$$

Para verificación de capacidad de alcantarillas:

$$Q_c = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}}{n};$$

Capítulo II Planteamiento del problema

2.1 Descripción del Problema

Es importante reconocer que, en las carreteras, el sistema de drenaje se caracteriza por tener obras que facilitan el manejo adecuado de los fluidos. Es preciso e indispensable considerar los procesos de captación, conducción, evacuación y disposición de los mismos para el buen funcionamiento de las vías.

El municipio de Punchana, en la cuenca del río Momón, cuenta con una malla vial rural en mal estado, a causa de la falta de recursos económicos para la inversión en construcción y mejoramiento de las vías. En ese sentido la Dirección de Transportes y comunicaciones del Gobierno Regional de Loreto busca estructurar los estudios y diseños para la construcción del pavimento de la vía que conduce del centro poblado Picuroyacu al centro poblado Puerto Gen Gen en la cuenca del río Momón.

Dadas las condiciones uno de los componentes principales que tratamos en la ingeniería cuando entramos en materia de la infraestructura vial, es el manejo de aguas por escorrentía superficial, con el objeto de evitar inundación en predios adyacentes a la vía, erosión de la estructura y deterioros en taludes.

2.2 Formulación del Problema

Actualmente la zona de estudio se encuentra en un territorio afectado por la insuficiencia de vías debido a la baja disponibilidad de recursos para la creación, el mantenimiento o mejoramientos.

Los pobladores de la cuenca del Momón han definido su sustento en la producción de productos de pan llevar como el plátano, arroz, yuca, el cual ha sido uno de los principales afectados debido al estado de las vías. El transporte del sector ha perdido oportunidades de desarrollo y sus índices de desempleo han aumentado dado estos problemas de comercialización

2.2.1 Problema General

¿Cómo sería adecuado el sistema de drenaje para captar, evacuar, conducir y disponer la escorrentía superficial de la vía que conduce del centro poblado Picuroyacu al centro poblado Puerto Gen Gen, zona rural del municipio de Punchana, cuenca del río Momón?

2.2.2 Problemas Específicos

¿Cómo influyen los caudales de las aguas precipitadas, en el diseño de las estructuras hidráulicas de la carretera Picuroyacu-Puerto Gen Gen, en la cuenca del río Momón, en el distrito de Punchana provincia de Maynas, ¿departamento de Loreto?

¿En qué medida la utilización de los métodos numéricos de análisis y evaluación de diseño hidráulico permitirá diseñar las estructuras de pase de agua en la operatividad eficiente durante los 365 días del año?

2.3 Objetivos

2.3.1 Objetivo general

Determinar las estructuras adecuadas para la vía que conduce del centro poblado de Picuroyacu al centro poblado Puerto Gen Gen, zona rural del municipio de Punchana, partiendo de un análisis hidrológico de las subcuencas y microcuencas de la zona para determinar caudales y puntos críticos. Con el objeto de que se garantice el buen funcionamiento de la carretera Picuroyacu-Puerto Gen Gen, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas, departamento de Loreto.

2.3.2 Objetivos específicos:

1. Calcular los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Momón.
2. Realizar análisis hidrológico y cartográfico de la zona para caracterizar parámetros indispensables en el cálculo de caudales del tramo vial a intervenir.
3. Elaborar las curvas IDF de la zona de estudio por medio de la metodología propuesta por el MTC³(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje) para determinar la intensidad de lluvia en la zona.
4. Calcular caudales de diseño por medio del método racional a partir de los resultados de la caracterización hidrológica de la zona y la geometría de la vía.
5. Realizar el modelamiento matemático de las Alcantarillas de las subcuencas y microcuencas de las quebradas que cruzan la carretera Picuroyacu-Puerto Gene Gen, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas, departamento de Loreto

6. Calcular los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Momón.
7. Realizar análisis hidrológico y cartográfico de la zona para caracterizar parámetros indispensables en el cálculo de caudales del tramo vial a intervenir.
8. Elaborar las curvas IDF de la zona de estudio por medio de la metodología propuesta por el MTC³(Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje) para determinar la intensidad de lluvia en la zona.
9. Calcular caudales de diseño por medio del método racional a partir de los resultados de la caracterización hidrológica de la zona y la geometría de la vía.
10. Realizar el modelamiento matemático de las Alcantarillas de las subcuencas y microcuencas de las quebradas que cruzan la carretera Picuroyacu-Puerto Gene Gen, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas, departamento de Loreto

2.4 Hipótesis

2.4.1 Hipótesis de Investigación

Los parámetros hidrológicos e hidráulicos de las microcuencas del río Momón **SI** permiten el modelamiento matemático de las alcantarillas que cruza Picuroyacu, Puerto Gen Gen, en la cuenca del río Momón, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas, departamento de Loreto.

2.4.2 Hipótesis Nula

Determinar que los parámetros hidráulicos de las microcuencas adyacentes a la carrera Picuroyacu-Puerto Gen Gen río Momón **NO** permiten la transitabilidad y la eficiencia en la operatividad de la carrera Picuroyacu, Puerto Gen Gen, en la cuenca del río Momón, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas, departamento de Loreto

³ Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

2.5 Variables

2.5.1 Identificación de las Variables.

2.5.1.1 Independiente

El modelo matemático para el diseño de alcantarillas de cruce carretera Picuroyacu.

2.5.1.2 Dependiente

Como influye en el tránsito y operatividad de la carretera.

Capítulo III Metodología

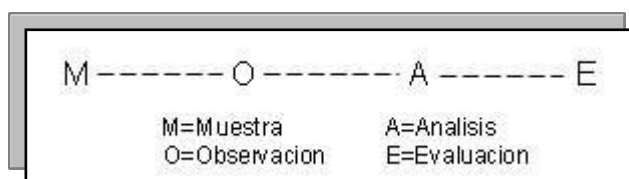
3.1 Tipo y Diseño de Investigación

El tipo de investigación es cualitativo, de nivel descriptivo, no experimental y de corte transversal, noviembre 2023.

Es descriptivo porque describe la realidad, sin alterarla.

Es No experimental porque se estudia el problema y se analiza sin recurrir a laboratorio.

Es de corte transversal porque se está analizando en el periodo noviembre 2023.



3.2 Población y Muestra

3.2.1 Población

Para la presente Investigación se dará el área hidrológica y los parámetros hidráulicos de la cuenca del río Momón de la ciudad de Iquitos de la provincia de Maynas del departamento de Loreto. Existen en las

instituciones del Estado y de algunas organizaciones nacionales y extranjeros información relevante a la cuenca del río Momón

3.2.2 Muestra

El área de la microcuenca del río Momón entre los pueblos Gen Gen – Picuroyacu. Se seleccionarán la estadística existente de la afluencia de los turistas nacionales y extranjeros que visitan la zona de Bellavista Momón, así como de la información hidrometeorológicos existente en SENAMHI e HIDROGRAFIA, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas y departamento de Loreto para ser evaluadas.

3.3 Técnica, Instrumentos y Procedimientos de Recolección de Datos

Se realizar la recolección de la información hidrometeorológicos según el Manual de Practicas Hidrológicas de la Organización Meteorológica Mundial

3.3.1 Técnica de Recolección de Datos

- La técnica empleada en primera instancia fue observada.
- Se recolectará la información hidrometereológica de las estaciones Pluviométricas y limnimétricas ubicadas en la cuenca del rio Momón y Momón, cercanas a la zona del proyecto.
- Se utilizará la información de los trabajos de campo referidos a la topografía, batimetría mecánica de suelos y sobre todo de los aforos líquidos y sólidos realizados por el Gobierno Regional de Loreto, Servicio de Hidrografía y Navegación de la Amazonia, SENAMHI y la IRD, en la zona de influencia del proyecto.
- Análisis documental y experimental para obtener datos
- Formatos y Matrices
- Otros

3.3.2 Instrumentos de Recolección de Datos

El instrumento que se empleó para la obtención de la información será el cuestionario (ver anexo 02).

Cuadro N° 01: técnicas e instrumentos de recolección de datos.

Técnicas	Instrumentos
Fuentes Secundarias: El análisis de documentos	Revisión bibliográfica de toda la documentación referente al tema de estudio, publicaciones, libros, internet, etc.

Fuentes Primarias: Encuesta	Cuestionario: se formulará un conjunto de preguntas, el cual se realizará a cada persona beneficiaria a responder el asunto indicado.
--------------------------------	---

Fuente: elaboración propia

3.3.3 Procedimientos de Recolección de Datos

El procedimiento de recolección de datos de acuerdo a Hernández et al (2002), “la recolección de datos requiere de las siguientes actividades: selección de instrumento o método de recolección, la aplicación del mismo y preparar las observaciones, registros y mediciones obtenidas para que se analicen.

Para el caso del presente trabajo de investigación, el procedimiento para recolección de información será el siguiente:

- Listar las variables.
- Revisar la definición de operacionalización de variables.
- Elegir el instrumento de medición.
- Determinar el nivel de medición.
- Desarrollar el cuestionario a la unidad muestral

3.4 Procesamiento de Datos y Análisis Estadísticos

Para el desarrollo de este trabajo de grado se cumplieron 5 etapas, las cuales se describen a continuación.

Etapas 1. Recopilación y revisión de información

Para comenzar el proyecto, fue necesario realizar una recopilación de trabajos académicos y técnicos sobre el río Momón, entre los cuales está incluido el estudio a nivel de pre inversión.

Se ha recolectado informaciones hidrometereológicas, luego fue sometida a un análisis de consistencia estadísticas y análisis de frecuencia de distribución utilizando los modelos matemáticos diversos y aplicables, así como también se procesará en el programa estadístico SPSS versión 22,

y los resultados obtenidos se presentan y tratan en cuadros estadísticos como gráfico de barras, gráficos lineales, entre otros, así como en el programa Excel y Word, para su análisis e interpretación.

En esta etapa también se incluyeron las visitas de campo que se realizaron a los diferentes tramos del río Momón. Estas visitas fueron necesarias para: la identificación de zonas de interés del proyecto, la toma de puntos con GPS en algunas zonas relevantes, tomar algunas medidas del ancho del cauce, describir el recubrimiento de la banca y las zonas de posible inundación. También se recopiló información sobre las secciones del cauce suministrada por el Servicio de Hidrografía de la Amazonía y se utilizaron mapas de Google Earth para obtener las imágenes del recorrido realizado.

Etapla 2. Clasificación de la corriente.

Para la clasificación de la corriente, fue necesario determinar una metodología (Ver Anexo N° 01). Se utilizó la planteada por Horton. Ya definida la metodología, fue necesario determinar los parámetros necesarios para clasificar la corriente. Entre estos parámetros están: el área, Perímetro, Longitud del cauce mayor, etc., pendiente, y para determinar estos se utilizaron los datos obtenidos en la etapa 1, como son los datos de SENAMHI, HIDROGRAFÍA, datos de la visita, imágenes de Google Earth.

Para esto la se requiere realizar la CLASIFICACIÓN DE LAS CUENCAS HIDROGRÁFICAS de drenaje superficial, en su jurisdicción, como una primera aproximación al conocimiento del recurso a nivel de cuenca, dicha clasificación debe estar en concordancia con las clasificaciones propuestas por entidades del orden nacional y debe permitir relaciones con clasificaciones realizadas por otras Corporaciones limítrofes.

Etapas 3. Modelación de superficie e hidrológica.

Para el modelamiento de superficies se utilizó el ARCGIS, y el Global Mappers; para el modelamiento hidrológico se empleó el HEC HMS en la determinación de los niveles y caudales para periodos de retorno de 50 y 100 años

Etapas 4. Modelación hidráulica y selección de técnicas de diseño.

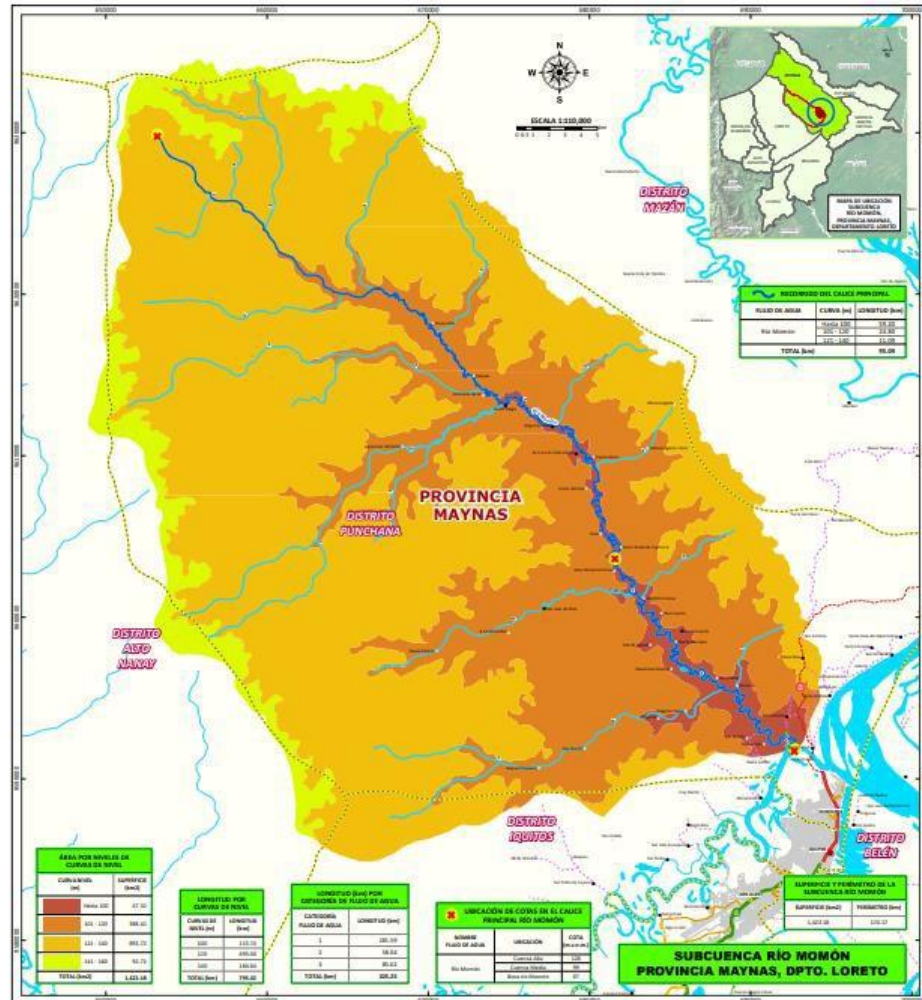
Al finalizar con la clasificación de la corriente, se comenzó con los métodos de selección del tipo de diseño hidraulico a emplear encada uno de cauces que cruzan la proyectada carretera. Para decidir el tipo de diseño de la alcantarilla fue necesario determinar primero el caudal y la pendiente de los mismos, así como la velocidad de la corriente en el cauce de interés, debido a que estos parámetros determinan los tipos de métodos que se pueden utilizar. Se utilizó el software HY-8 haciendo corridas de flujo permanente y seleccionando los métodos conocidos de diseño de alcantarillas que cumplían con ellos.

En cambio, para el procesamiento de los planos se utilizará el AutoCAD CIVIL 3D versión 2019 y para realizar otros cálculos emplearemos el programa Excel versión 2019.

Etapas 5. Evaluación de resultados con los planes de ordenamiento.

Con las últimas visitas, se identificó las zonas que están en riesgo, basados en los resultados de la modelación. Se analizaron las posibles soluciones a esta problemática y se formularon recomendaciones

4.1 Resultados de parámetros morfométricos de la cuenca, y subcuencas



Características Fisiográficas

Se caracterizaron los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Momón, y subcuencas principales como fueron: área, perímetro, longitud mayor del cauce principal, coeficiente de compacidad, factor de forma, grado de ramificación y densidad de drenaje, altitud media y pendiente media, para lo cual se utilizó la información de las cartas del Instituto Geográfico Nacional a escala 1/100 000.

4.1.1. Parámetros de Forma

A continuación, se hace una descripción de las características fisiográficas y la estimación de las mismas.

4.1.1.1. Área (A)

La superficie de la cuenca del río Momón y las Unidades Hidrográficas delimitadas por el divisor topográfico, corresponden a la superficie de la misma, proyectada en un plano horizontal; su tamaño influye en forma directa sobre las características de los escurrimientos fluviales y sobre la amplitud de las fluctuaciones. Las unidades de medida son en km².

El área de la cuenca del río Momón comprende desde su nacimiento en la Quebrada Aguas Negra y Aguas Blanca, hasta su desembocadura en el río Amazonas, dentro de ella están incluidas las seis Unidades Hidrográficas seleccionadas.

Cuadro 2. Momón

Parámetros	Momón	
Área de recepción	Km ²	1,422.2
Perímetro de la sub cuenca	Km	174.2
Longitud mayor del Cauce	Km	95.1
Coeficiente de Compacidad	Km/Km	1.3
Factor de forma	Km/Km	0.16
Pendiente media	%	0.11
Altitud media	msnm	117.0

4.1.1.2. Perímetro (P)

El perímetro de la cuenca del río Momón (P), está definido por la longitud de la línea de división de aguas, que se conoce como el “parte aguas o Divortium Acuarium”, la unidad de medida es en km.

El perímetro de la cuenca del río Momón es: 174.2 km.

4.1.1.3. Longitud de Cauce Principal (L)

Recibe este nombre, el mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada, es decir, el recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades hasta un

punto fijo, que puede ser una estación de aforo o desembocadura o punto de interés.

Longitud mayor del río Momón, considerando el cauce natural desde sus nacientes hasta la desembocadura en el río Amazonas es: La longitud del cauce del río Momón es: 95.10 km.

4.1.1.4. Ancho Promedio

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río.

La expresión es la siguiente: **$A_p = A/L$**

Donde:

A_p = Ancho promedio de la cuenca o Unidad Hidrográfica (km)

A = Área de la cuenca o Unidades Hidrográficas (km²)

L = Longitud mayor del río (km)

Entonces, el ancho promedio de la cuenca del río Momón es: 14.96 km.

4.1.1.5. Pendiente Media del Curso Principal (S)

Es la relación entre la diferencia de altitudes del cauce principal y la proyección horizontal del mismo. Su influencia en el comportamiento hidrológico se refleja en la velocidad de las aguas en el cauce, lo que a su vez determina la rapidez de respuesta de la cuenca ante eventos pluviales intensos y la capacidad erosiva de las aguas como consecuencia de su energía cinética. Se ha determinado la pendiente del cauce principal del río Momón y para cada una de las Unidades Hidrográficas seleccionadas que la conforman, expresado en porcentaje (%). La pendiente media del río Momón es: 0,11%.

4.1.1.6. Coeficiente de Compacidad (Kc)

El Coeficiente de Compacidad (K_c , adimensional), o Índice de Gravelious, constituye la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área - igual a la de un círculo - es equivalente al área de la cuenca en estudio, se determina mediante la siguiente expresión:

$$K_c = 0.28 \cdot \frac{P}{A^{1/2}}$$

Donde: K_c = Coeficiente de compacidad

P = Perímetro de la cuenca (km)

A = Área de la cuenca (km²)

El coeficiente de compacidad de la cuenca del río Momón es 1.293, y tiene una forma oval oblonga.

Este coeficiente define la forma de la cuenca, respecto a la similitud con formas redondas, dentro de rangos que se muestran a continuación (FAO, 1985):

Tabla 10, Coeficiente de Compacidad.

K_c	FORMA
1.00 – 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga
1.50 – 1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga

Una cuenca se aproximará a una forma circular cuando el valor K_c se acerque a la unidad. Cuando se aleja de la unidad, presente una forma más irregular en relación al círculo.

Si este coeficiente fuera igual a la unidad, significa que habrá mayores oportunidades de crecientes debido a que los Tiempos de Concentración, T_c (duración necesaria para que una gota de agua que cae en el punto más alejado de aquella, llegue a salida o desembocadura), de los diferentes puntos de la cuenca serían iguales. El coeficiente de compacidad de la cuenca del río Momón es: 1.74, es decir es una cuenca de oval a rectangular oblonga.

Notemos que, en ningún caso, el Coeficiente de Compacidad podrá ser menor a la unidad y, en la medida que éste se acerque a este valor la forma de la cuenca tenderá a parecerse a la de un círculo.

De forma similar, y con relación a la tabla anterior, si asociáramos el Coeficiente de Compacidad de cada cuenca con el Tiempo de Concentración, tendríamos que, en el caso de la Cuenca con mayor Coeficiente de Compacidad, tendríamos el mayor Tiempo de Concentración y, de allí, es de esperarse que la magnitud de la escorrentía generada por una precipitación en ella sea menor que en aquella que posee el menor Coeficiente de Compacidad (cuenca de la derecha).

Este coeficiente adimensional, independiente del área estudiada tiene por definición un valor de uno para cuencas imaginarias de forma exactamente circular. Nunca los valores del coeficiente de compacidad serán inferiores a uno. El grado de aproximación de este índice a la unidad indicará la tendencia a concentrar fuertes volúmenes de aguas de escurrimiento, siendo más acentuado cuanto más cercano a uno sea, es decir mayor concentración de agua.

4.1.1.7. Factor de Forma (Ff)

El Factor de Forma (Ff, adimensional), es otro índice numérico con el que se puede expresar la forma y la mayor o menor tendencia a crecientes de una cuenca, en tanto la forma de la cuenca hidrográfica afecta los hidrogramas de esorrentía y las tasas de flujo máximo.

El Factor de Forma tiene la siguiente expresión:

$$Ff = \frac{Am}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Donde: Ff = Factor de forma

Am = Ancho medio de la cuenca (km)

L = Longitud del curso más largo (km)

A = Área de la cuenca (km²)

Una cuenca con factor de Forma bajo, está sujeta a menos crecientes que otra del mismo tamaño, pero con Factor de Forma mayor. El factor de forma de la cuenca del río Momón es: 0.157. Con este valor de Ff = 0,157 la Cuenca del río Momón, no estaría sujeta a crecientes continuas.

Una cuenca tiende a ser alargada si el factor de forma tiende a cero, mientras que su forma es redonda, en la medida que el factor forma tiende a uno. Este factor, como los otros que se utilizan en este estudio, es un referente para establecer la dinámica esperada de la esorrentía superficial en una cuenca, teniendo en cuenta que aquellas cuencas con formas alargadas, tienden a presentar un flujo de agua más veloz, a comparación de las cuencas redondeadas, logrando una evacuación de la cuenca más rápida, mayor

desarrollo de energía cinética en el arrastre de sedimentos hacia el nivel de base, principalmente.

De manera general, una cuenca con Factor de Forma bajo, está sujeta a menos crecientes que otra del mismo tamaño, pero con un Factor de Forma mayor. Se ha determinado el Factor de Forma (Ff) para la cuenca del río Momón.

El factor de forma de la cuenca del río Momón es 0.157, es decir es una cuenca alargada. Intenta medir cuan cuadrada (alargada) puede ser la cuenca. Una cuenca con un factor de forma bajo, esta menos sujeta a crecientes que una de la misma área y mayor factor de forma.

Principalmente, los factores geológicos son los encargados de moldear la fisiografía de una región y la forma que tienen las cuencas hidrográficas. Un valor de Kf superior a la unidad proporciona el grado de achatamiento de ella o de un río principal corto y por consecuencia con tendencia a concentrar el escurrimiento de una lluvia intensa formando fácilmente grandes crecidas.

4.1.1.8. Sistema de Drenaje

El sistema de drenaje de una cuenca está conformado por curso principal y sus tributarios; observándose por lo general, que cuanto más largo sea el curso de agua principal, más llena de bifurcaciones será la red de drenaje.

Con la finalidad de determinar las características de dicha red, se definen los siguientes índices:

4.1.1.8.1. Grado de Ramificación

Para definir el grado de ramificación de un curso de agua principal, (según Horton), se ha considerado el número de bifurcaciones que presentan sus tributarios, asignándole un orden a cada uno de ellos en forma creciente desde el curso principal hasta el encuentro con la divisoria de la cuenca.

4.1.1.8.2. Densidad de Drenaje

Indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua: efímeros, intermitentes o perennes de una cuenca (Li) y el área total de la misma (A).

Valores altos de densidad refleja una cuenca muy bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la precipitación, es decir que las precipitaciones influirán inmediatamente sobre las descargas de los ríos (Tiempos de Concentración cortos).

Una cuenca con baja densidad de drenaje refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica muy lenta. Una baja densidad de drenaje es favorecida en regiones donde el material del subsuelo es altamente resistente bajo una cubierta de vegetación muy densa y de relieve plano.

La densidad de drenaje tiende a uno en ciertas regiones desérticas de topografía plana y terrenos arcillosos arenosos, y a un valor alto en regiones húmedas, montañosas y de terrenos impermeables.

Esta última situación es la más favorable, pues si una cuenca posee una red de drenaje bien desarrollada, la extensión media de los terrenos a través de los cuales se produce el escurrimiento superficial es corto y el tiempo en alcanzar los cursos de agua también será corto; por consiguiente, la intensidad de las precipitaciones influirá inmediatamente sobre el volumen de las descargas de los ríos.

La expresión es como sigue: **$Dd = Li/A$**

Donde: Dd = Densidad de Drenaje (km/km^2)⁴

Li = Longitud total de los cursos de agua perennes e intermitentes (km).

A = Área de la cuenca (km^2).

La densidad de drenaje de la cuenca del río Momón es 0.229 ríos/ Km^2 , refiere que Dd usualmente toma los siguientes valores:

Entre 0,5 km/km^2 para hoyas con drenaje pobre,

Hasta 3,5 km/km^2 para hoyas excepcionalmente bien drenadas.

⁴ Monsalve.

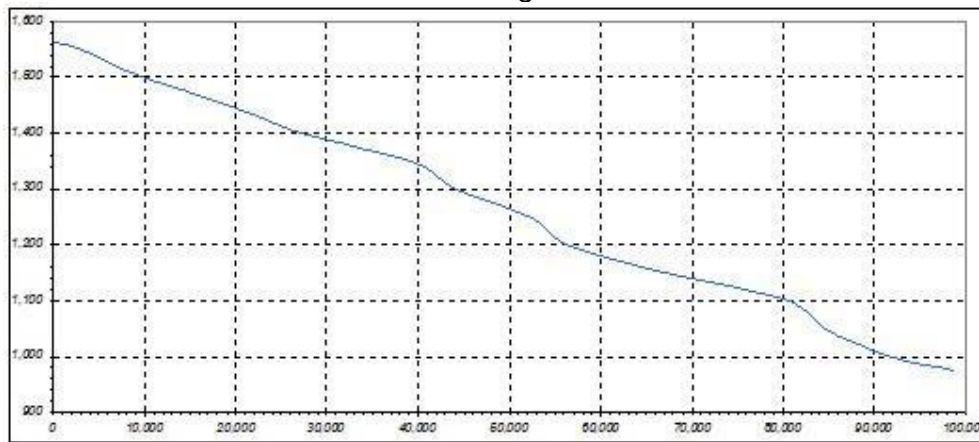
Por lo que se deduce que la cuenca del río Momón tiene un drenaje pobre.

4.1.2. Parámetros de Relieve

Relieve del cauce principal

El relieve del cauce principal se representa mediante el perfil longitudinal y puede ser cuantificado mediante parámetros que relacionan la altitud con la longitud del cauce principal.

Gráfico 7. Perfil Longitudinal Río Bajo Momón
Unidad Hidrográfica N°49981



Relieve de la cuenca

El relieve de la cuenca se representa mediante la curva hipsométrica y puede ser cuantificado con parámetros que relacionan la altitud con la superficie de la cuenca. Los principales son el rectángulo equivalente, la altitud media de la cuenca y la pendiente media de la cuenca.

4.1.2.1. Altitud Media de la Cuenca (H)

La Altitud Media (H) de una cuenca es importante por la influencia que ejerce sobre la precipitación, sobre las pérdidas de agua por evaporación, transpiración y consecuentemente sobre el caudal medio. Se calcula midiendo el área entre los contornos de las diferentes altitudes características consecutivas de la cuenca; en la altitud media, el 50% del área está por encima de ella y el otro 50% por debajo de ella. La altitud media del río Momón es 117 m.s.n.m.

4.1.2.2. Rectángulo Equivalente:

Este parámetro de relieve consiste en una transformación geométrica que determina la longitud mayor y menor que tienen los lados de un rectángulo cuya área y perímetro son los correspondientes al área y perímetro de la cuenca.

$$L \times l = A \quad (Km^2)$$
$$2(L + l) = P \quad (Km)$$

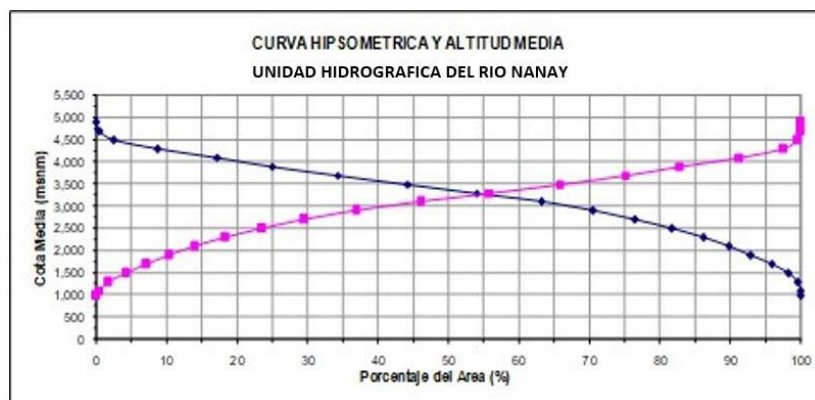
Donde:

L = Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente (km.)

l = Longitud del lado menor del rectángulo equivalente (km.)

Para la cuenca del río Momón y para cada una de sus sub-cuencas más importantes, se han determinado los lados mayor y menor del rectángulo equivalente y éstas están expresadas en km.

Gráfico 8. Curva Hipsométrica



4.1.3. Parámetros de Drenaje

Es otra característica importante 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.

El sistema o red de drenaje de una cuenca está conformado por un curso de agua principal y sus tributarios; observándose por lo general, que cuanto más largo sea el curso de agua principal, más bifurcaciones tendrá la red de drenaje. La definición de los parámetros de drenaje se presenta a continuación:

4.1.3.1. Orden de Ríos

El orden de corrientes se determina de la siguiente manera: Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, así dos corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos de orden 2 forman una de 3 y así sucesivamente. Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, es decir, mayor el grado de bifurcación de su sistema de drenaje, por consiguientes más rápida será su respuesta a la precipitación.

4.1.3.2. Frecuencia de los Ríos

Este dado por el número total de ríos dividido con el área de la cuenca. Se mide en ríos/km². La frecuencia de ríos de la cuenca el río Momón es 0.076 ríos/Km².

4.1.3.3. Densidad de Drenaje

La Densidad de Drenaje (Dd), indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua: efímeros, intermitentes o perennes de una cuenca (Lt) y el área total de la misma (A). La densidad de drenaje de la cuenca del río Momón es 0.229 Km/Km².

La densidad de drenaje tiende a 1, en ciertas regiones desérticas de topografía plana y terrenos arenosos, y a un valor alto en regiones húmedas, montañosas y de terrenos impermeables. Esta última situación es la más favorable, pues si una cuenca posee una red de drenaje bien desarrollada, la extensión media de los terrenos a través de los cuales se produce el escurrimiento superficial es corto y el tiempo en alcanzar los cursos de agua también será corto; por consiguiente, la intensidad de las precipitaciones influirá inmediatamente sobre el volumen de las descargas de los ríos.

Se define como:

$$Dd = \frac{L_t}{A} \quad (Km / Km^2)$$

Donde: L_t : Suma de longitudes de todos los tributarios y cauce principal (Km). A : Área de la cuenca (Km²).

4.1.3.4. Coeficiente de Torrencialidad

Es la relación entre el número de cursos de agua de primer orden y el área total de la cuenca. El coeficiente de torrencialidad de la cuenca del río Momón es 0.003 ríos/Km².

Se define como:

$$C_t = \frac{\# \text{ de cursos de primer orden}}{A} \quad (\text{ríos} / \text{Km}^2)$$

4.1.3.5. Pendiente Media del Río (Ic)

El agua superficial concentrada en los lechos fluviales escurre con una velocidad que depende directamente de la declividad de éstos, así a mayor declividad habrá mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente del río principal es 0.32 m/m La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos.

Se determina mediante la siguiente relación:

$$I_c = (H_M - H_m) / (1000 * L)$$

Siendo:

Ic = Pendiente media del río.

L = Longitud del río (Km) = 95.09 Km

H_M y H_m = Altitud máxima y mínima del lecho del río; referidas al nivel medio de las aguas del mar m.s.n.m, iguales a 128 m.s.n.m. y 87 m.s.n.m.

4.1.3.6. Pendiente Media del río Momón (Ic)

$$I_c = (H_M - H_m) / (1000 * L)$$

Para la cuenca del río Momón la pendiente media del río es:

$$I_c = 3.2 \cdot 10^{-4}$$

$$I_c = 0.0032\%$$

Para la cuenca del río Momón, el orden de los ríos es 3, la frecuencia de los ríos es 0,416 ríos/Km², la densidad de drenaje es 0,665 km/km², y el coeficiente de torrencialidad es 0,004 ríos/km².

Para las Unidades Hidrográficas consideradas en el estudio se han determinado sus parámetros fisiográficos como son el área, perímetro, longitud de cauce principal, pendiente del cauce y altitud media, la cual es mostrada en el cuadro 10.

4.1.3.7. Razón de Elongación

La razón de elongación del río Momón es 0.447, es decir es casi plana y circular.

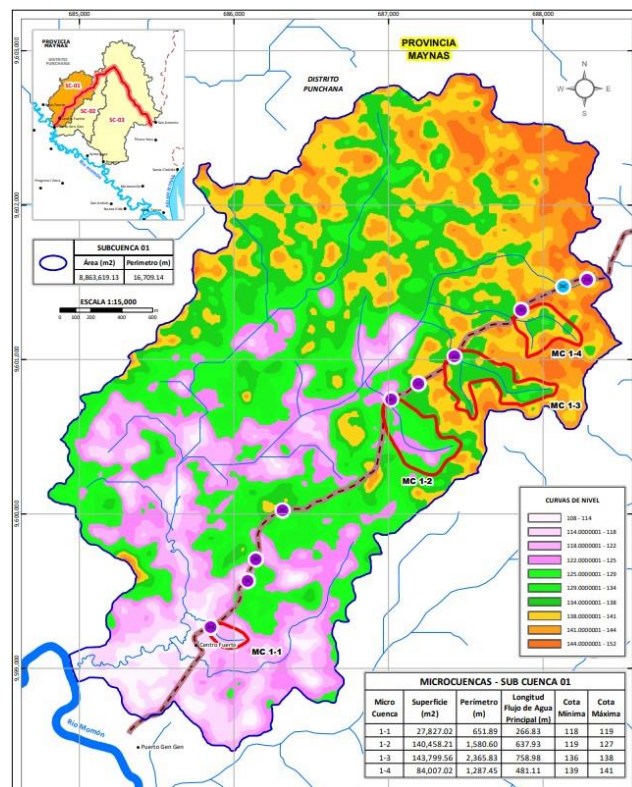
El valor de la relación de elongación se acerca a la unidad cuando la cuenca es muy plana y circular, cuando la cuenca es plana con porciones accidentales, la relación de elongación está entre 0.5 y 0.8.

4.1.3.8. Tiempo de Concentración

En términos básicos, la forma de la Cuenca Hidrográfica es importante pues se relaciona con el Tiempo de Concentración (T_c), el cual es el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la cuenca contribuya al cauce principal en estudio, es decir, el tiempo que toma el agua precipitada en los límites más extremos de la cuenca para llegar al punto de salida de la misma.

4.1.3.9 Parámetros de Subcuencas

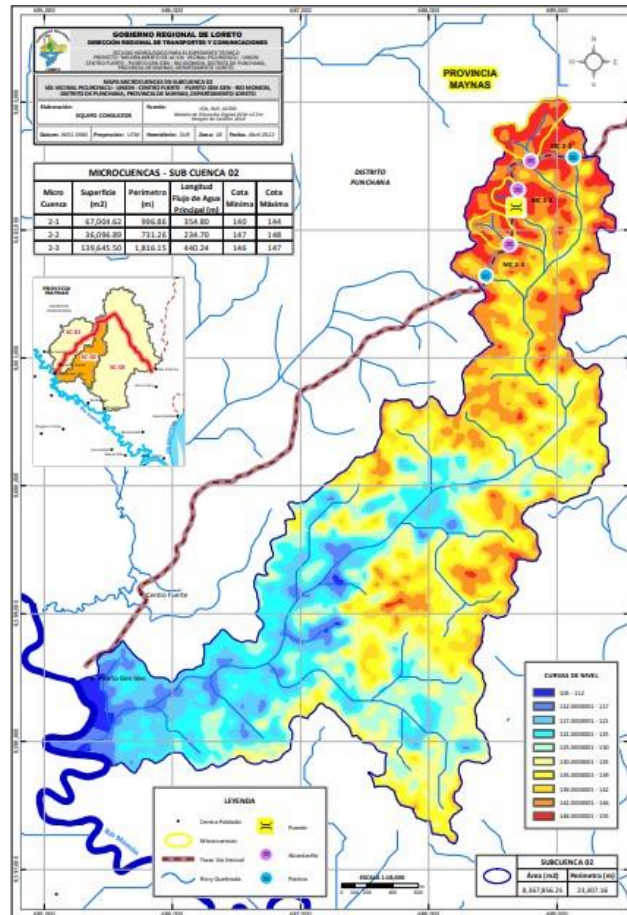
En el área donde se desarrollará el proyecto carretero, se ha podido identificar tres Subcuencas.



MICROCUENCAS - SUB CUENCA 01

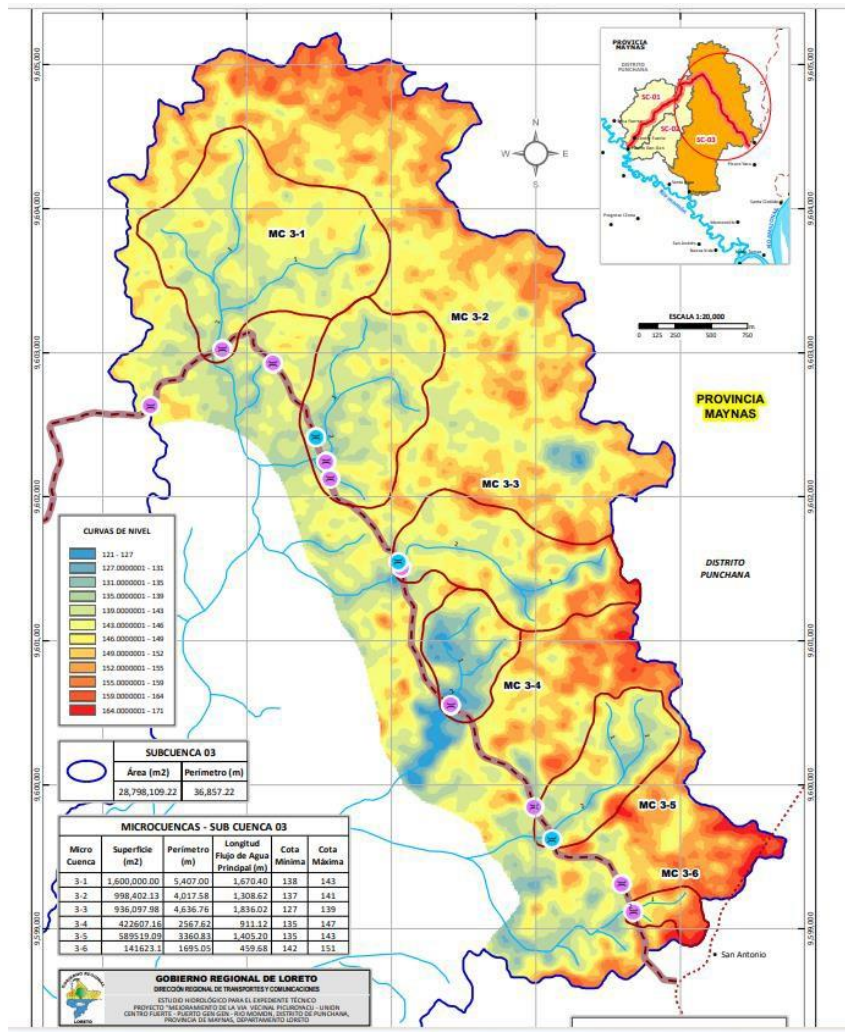
Micro Cuenca	Superficie (m2)	Perímetro (m)	Longitud Flujo de Agua Principal (m)	Cota Mínima	Cota Máxima
1-1	27,827.02	651.89	266.83	118	119
1-2	140,458.21	1,580.60	637.93	119	127
1-3	143,799.56	2,365.83	758.98	136	138
1-4	84,007.02	1,287.45	481.11	139	141

Subcuenca N= 02



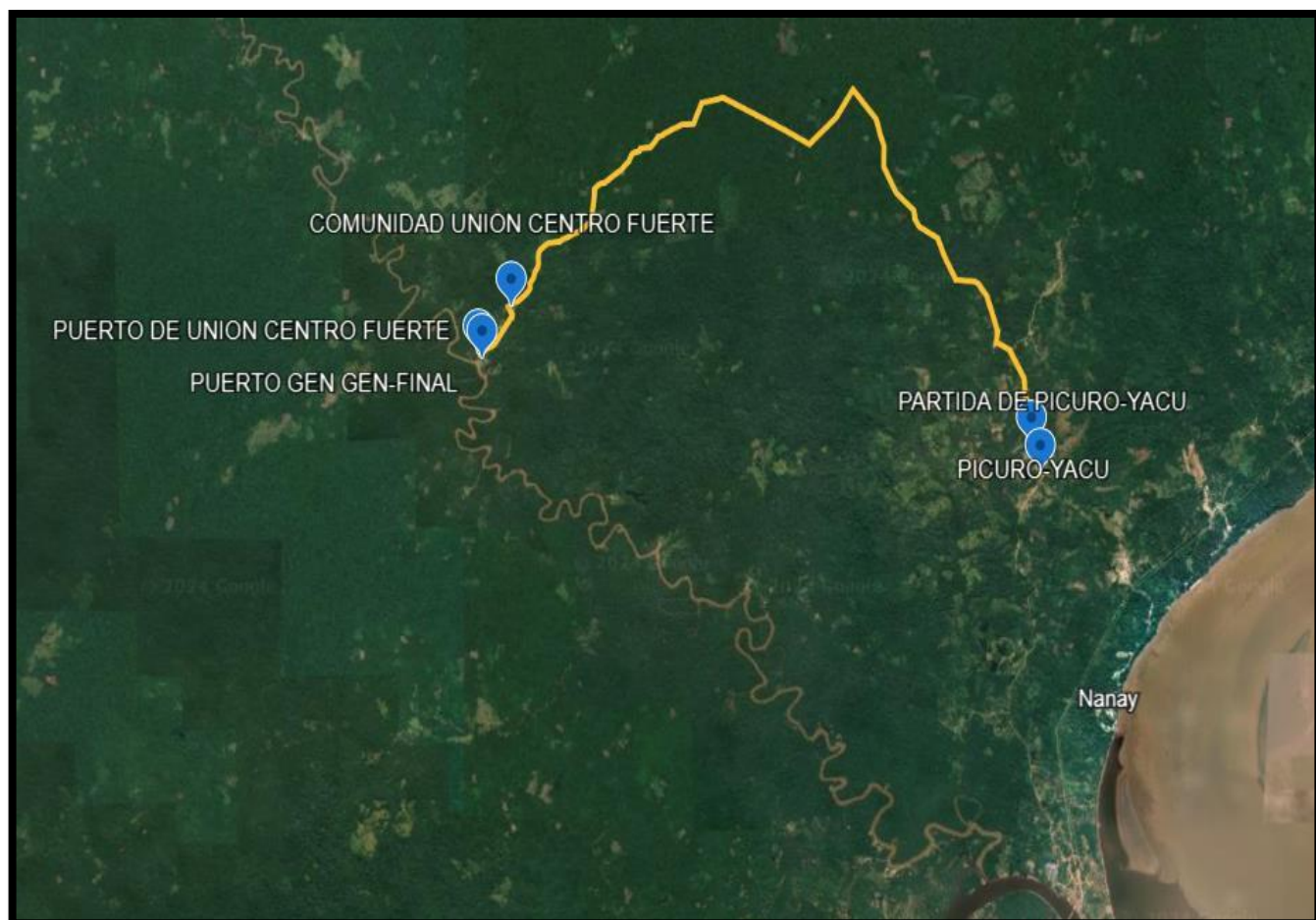
MICROCUENCAS - SUB CUENCA 02					
Micro Cuenca	Superficie (m2)	Perímetro (m)	Longitud Flujo de Agua Principal (m)	Cota Mínima	Cota Máxima
2-1	67,004.62	996.86	354.80	140	144
2-2	36,096.89	731.26	234.70	147	148
2-3	139,645.50	1,816.15	440.24	146	147

Para la Subcuenca 3, tenemos las siguientes microcuencas



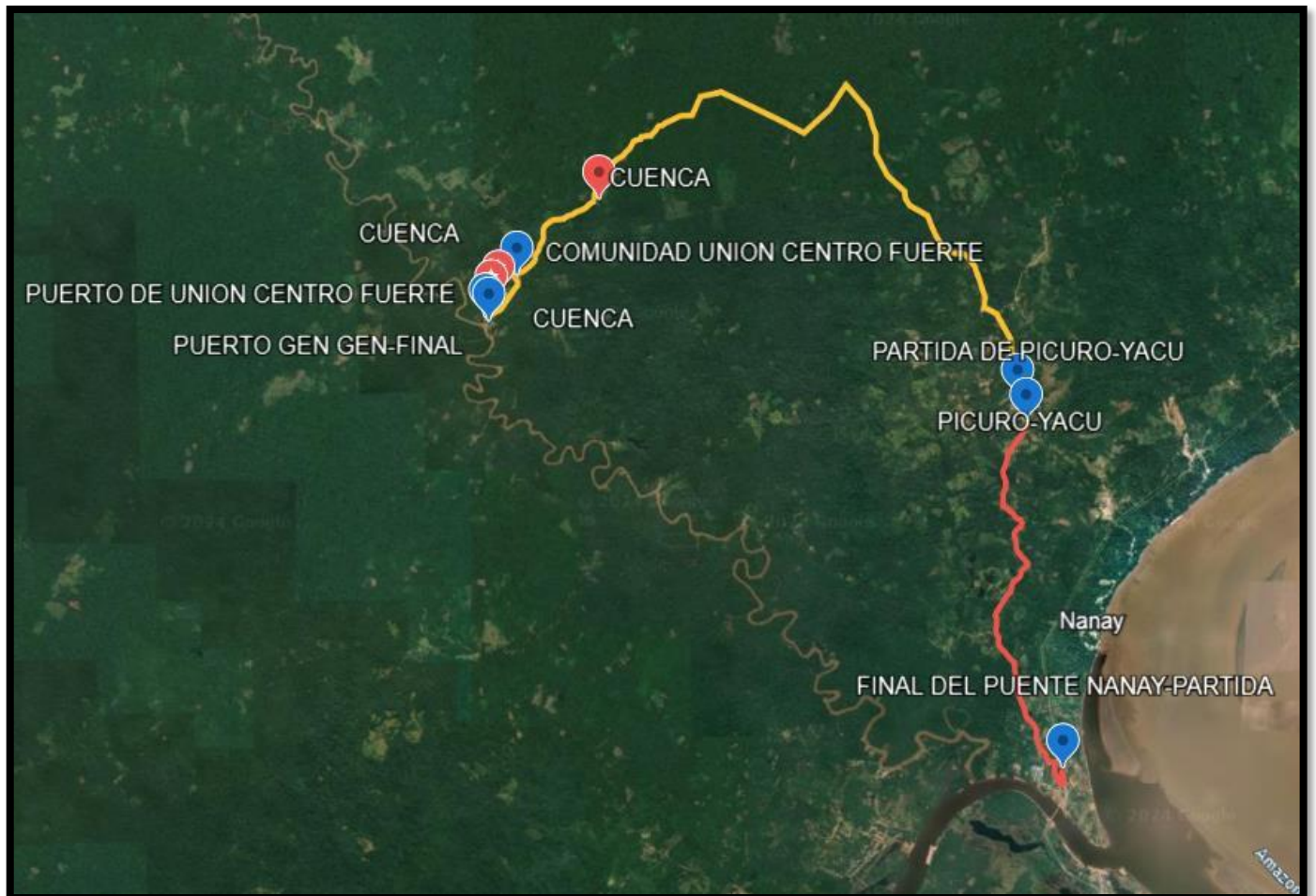
MICROCUENCAS - SUB CUENCA 03					
Micro Cuenca	Superficie (m2)	Perímetro (m)	Longitud Flujo de Agua Principal (m)	Cota Mínima	Cota Máxima
3-1	1,600,000.00	5,407.00	1,670.40	138	143
3-2	998,402.13	4,017.58	1,308.62	137	141
3-3	936,097.98	4,636.76	1,836.02	127	139
3-4	422,607.16	2,567.62	911.12	135	147
3-5	58,951.09	336.83	1,405.20	135	143
3-6	14,162.31	1,695.05	459.68	142	151

**RUTA PICUROYACU - COMUNIDAD UNIÓN CENTRO FUERTE - PUERTO
UNIÓN CENTRO FUERTE - PUERTO GEN GEN - KM 13+323.42**



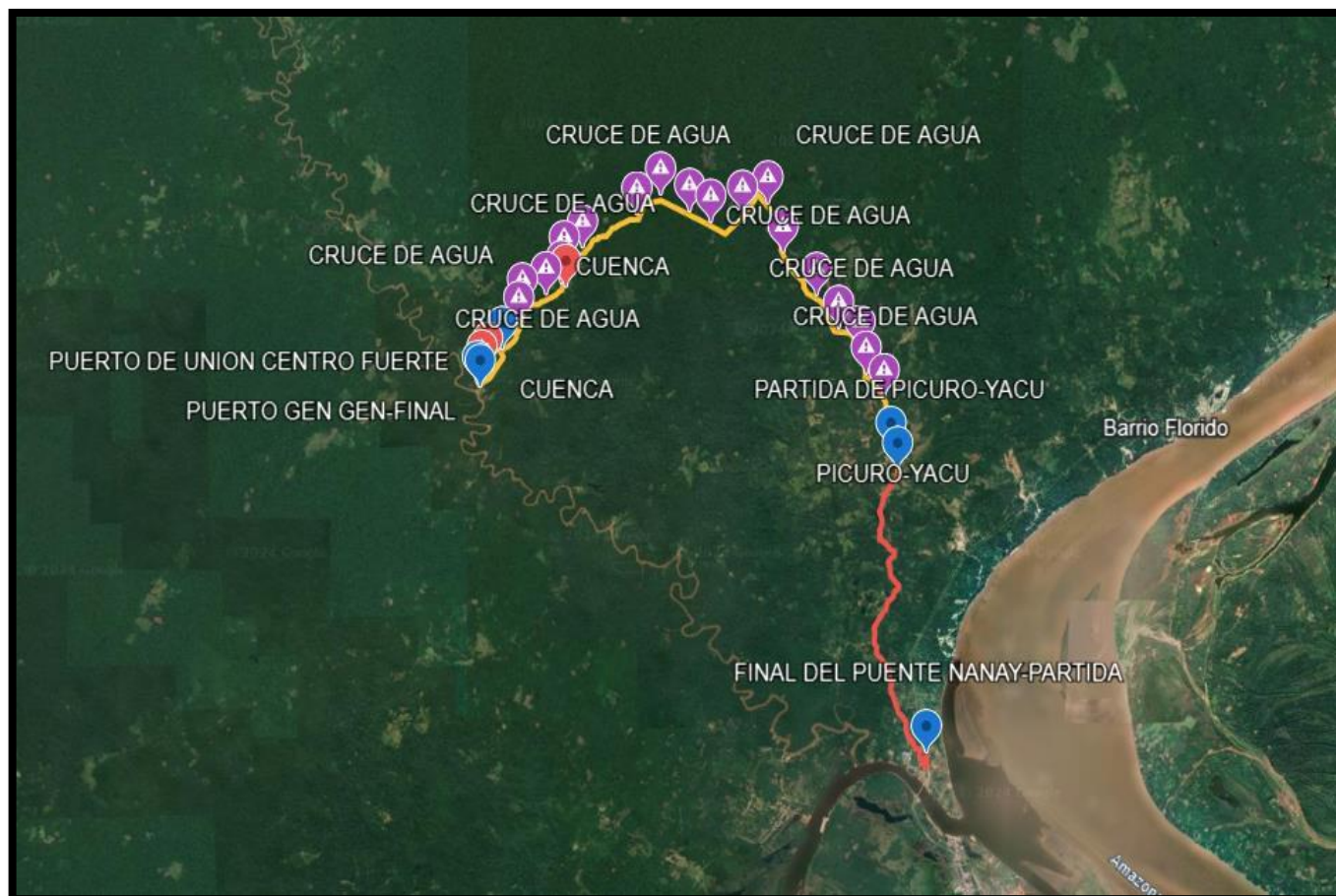
GOOGLE EARTH

**RUTA PUENTE NANAY- PICUROYACU - COMUNIDAD UNIÓN CENTRO
FUERTE - PUERTO UNIÓN CENTRO FUERTE - PUERTO GEN GEN**



GOOGLE EARTH

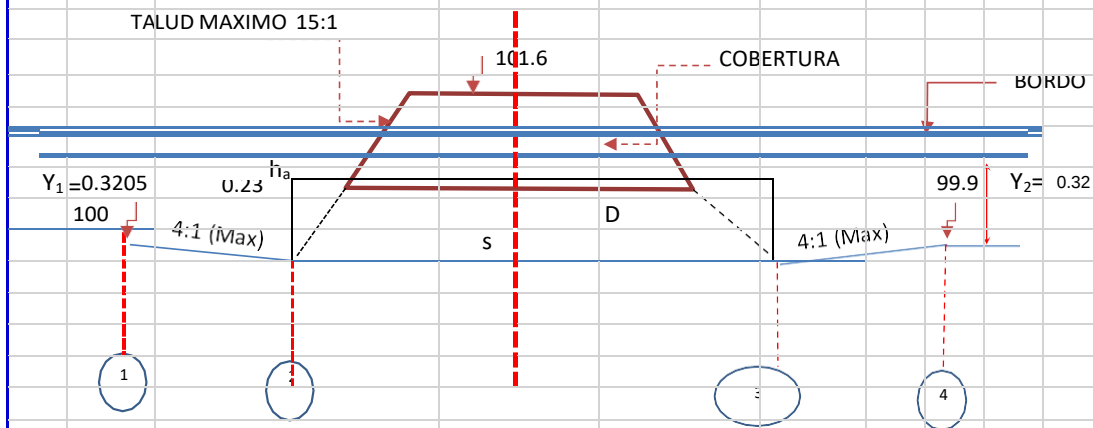
**RUTA PUENTE NANAY- PICUROYACU - COMUNIDAD UNIÓN CENTRO
FUERTE - PUERTO UNIÓN CENTRO FUERTE - PUERTO GEN GEN –
PUNTOS DE CUENCAS Y PASES DE AGUA.**



GOOGLE EARTH

RESULTADOS PARÁMETROS HIDROLÓGICOS

Subcuencas 01-Microcuencas												
Microcuenca	Superficie		Perimetro	Long Flujo agua	Cota Minima	Cota maxima	S	tc		Tr	Imax	Q
	m2	Km2	m	principal(m)	msnm	msnm		horas	min	años	mm/h	m3/s
1-1	27 827.02	0.03	651.89	266.83	118.00	119.00	0.37%	0.318	19.063	25	144.66	0.28
1-2	140 458.21	0.14	1 580.60	637.93	119.00	127.00	1.25%	0.490	29.391	25	113.84	1.11
1-3	143 799.56	0.14	2 365.83	758.98	136.00	138.00	0.26%	0.752	45.112	25	89.80	0.90
1-4	84 007.02	0.08	1 287.45	481.11	139.00	141.00	0.42%	0.488	29.256	25	114.13	0.67
			=	* * *								
Subcuencas 02-Microcuencas												
Microcuenca	Superficie		Perimetro	Long Flujo agua	Cota Minima	Cota maxima	S	tc		Tr	Imax	Q
	m2	Km2	m	principal(m)	msnm	msnm		horas	min	años	mm/h	m3/s
2-1	67 004.62	0.07	996.86	354.80	140.00	144.00	1.13%	0.320	19.203	25	144.08	0.67
2-2	36 096.89	0.04	731.26	234.70	147.00	148.00	0.43%	0.281	16.876	25	154.76	0.39
2-3	139 645.50	0.14	1 826.15	440.24	146.00	147.00	0.23%	0.511	30.675	25	111.18	1.08
Subcuencas 03-Microcuencas												
Microcuenca	Superficie		Perimetro	Long Flujo agua	Cota Minima	Cota maxima	S	tc		Tr	Imax	Q
	m2	Km2	m	principal(m)	msnm	msnm		horas	min	años	mm/h	m3/s
3-1	1 600 000.00	1.60	5 407.00	1 670.40	138.00	143.00	0.30%	1.337	80.20	25	65.31	7.26
3-2	998 402.13	1.00	4 017.58	1 308.62	137.00	141.00	0.31%	1.106	66.35	25	72.54	5.03
3-3	936 097.98	0.94	4 636.76	1 836.02	127.00	139.00	0.65%	1.238	74.29	25	68.14	4.43
3-4	422 607.16	0.42	2 567.62	911.12	135.00	147.00	1.32%	0.636	38.18	25	98.49	2.89
3-5	589 519.09	0.59	3 360.83	1 405.20	135.00	143.00	0.57%	1.037	62.24	25	75.15	3.08
3-6	141 623.10	0.14	1 695.05	459.68	142.00	151.00	1.96%	0.351	21.05	25	136.93	1.35

DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA ALCANTARILLA 1-1

Diseñar la alcantarilla de un solo tubo, de la figura que se muestra, sabiendo que cruza a través de una carretera con un ancho de 6.00 m, con los datos siguientes.

Ancho de carretera =	12.00	m
Inclinación máxima =	4:1	

Para caudales menores a 1.2 m³/s

Alcantarilla de un tubo

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q_{max} =	0.28	m ³ /s	(máximo)	Cota ① =	100	msnm
Z =	0			Cota ④ =	99.9	msnm
S =	0.01			Cota Pav =	101.6	msnm
n =	0.013					
D =	0.5	m				
Y1=Y2=	0.3205	m				
V =	2.1057	m/s				
V²/2g =	0.23	m				

1.- SELECCIÓN DEL DIÁMETRO.

$$Q_{\max} = Di^2$$

$$Di = \sqrt{Q_{\max}}$$

Di =	0.529	m
Di =	20.83	Pulg

Di =	20.00	Pulg
Di =	0.5080	m

(por ser comercial)

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① Y ④.

$E1 = E4 + \sum \text{Pérdidas}$

$\sum \text{Perdidas} = Pe + Pf + Ps$

Pe = Perdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g}$	=	0.049
Ps = Perdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g}$	=	0.063
Pf = Perdidas por fricción =	$f \times \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g}$	=	0.057

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	0.5080	m

$\sum \text{Pérdidas} =$	0.169
--------------------------	-------

E1 =	100.55	m
------	--------	---

E4 + $\sum$ pérdidas =	100.616	m
------------------------	---------	---

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E1 - (E4 + \sum \text{Pérdidas}) =$	-0.07	m
--------------------------------------	-------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces:	$L_{\text{tubería}} \times S =$	0.120
-----------	---------------------------------	-------

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{\text{tubería}} \times S$
----------------------	--

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② -	0.12
----------------------	----------------------	------

Cota en el punto ③ =	99.55	msnm
----------------------	-------	------

7.- COMPROBACIÓN DE DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	0.169
--------------	-------

ΔH =	0.10	m
------	------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	-0.07
-------------------	-------

ΔH	>	Σ Pérdidas
CUMPLE		

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$$\frac{L_t}{Cota\ 4 - Cota\ 3} = \frac{2.10}{0.35} = 6.0$$

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

Altura de la cobertura

$$(Cota\ 2 + Cota\ 3)/2 = 99.61$$

Entonces la altura de cobertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diametro de la tubería)

Cota del camino	=	101.6	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	99.61	msnm
Diametro de la tubería	=	0.5080	m

Altura de cobertura =	1.48	m
-----------------------	------	---

$$(\text{mínimo requerido}) = 0.6 \text{ m}$$

1.48	>	0.6	CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)
------	---	-----	---------------------------

8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizandose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$$L_p = 3 \times D_i$$

Lp =	1.524	m
Lp =	1.60	m

El enrocad se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

2.- COTA DEL TUBO EN ②.

$$\text{Área} = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Área =	0.8938	m ²
--------	--------	----------------

Va =	1.231	m/s
------	-------	-----

Va = Velocidad en la alcantarilla

$$1.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$$

0.116

El nivel de carga aguas arriba =	100.5251	msnm
----------------------------------	----------	------

Cota del tubo en ② =	99.34	msnm
----------------------	-------	------

3.- LONGITUD DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.

$$Lt = 4 \times Di$$

Lt =	4.27	m
------	------	---

Lt =	4.30	m
------	------	---

Longitud de la tubería:

Cota del camino =	101.6	msnm
-------------------	-------	------

Cota del punto ② =	99.34	msnm
--------------------	-------	------

Long =	$2(Z(CC - C2)) + \text{AnchoCarretera}$
--------	---

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Cota en el punto ④ =	Esta cota al igual que la del punto ①, se obtiene del perfil del canal:	
----------------------	---	--

Cota en el punto ④ =	99.9	msnm
----------------------	------	------

$$h_{f1} = C_1 + \frac{V^2}{2g} = 99.5$$

4.- CARGA HIDRÁULICA DISPONIBLE.

$$h_f = C + \frac{V^2}{2g} = 99.4$$

Sería la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4

$$h_f = 0.1$$

$$\Delta H = (C1 + Y1) - (C4 + Y2)$$

ΔH =	0.10	m
------	------	---

(Debe ser ≥ a las pérdidas de carga)

5.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE ENTRADA.

La inclinación máxima recomendada es 4:1

$\frac{Lt}{Cota1 - Cota2} =$	$\frac{4.30}{0.66} =$	7
------------------------------	-----------------------	---

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① y ④.

$E1 = E4 + \sum Pérdidas$

$\sum Pérdidas = Pe + Pf + Ps$

Pe = Pérdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.039
Ps = Pérdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.050
Pf = Pérdidas por fricción =	$f \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.022

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	1.0668	m

$\sum Pérdidas =$	0.110
E1 =	100.92 m
E4 + $\sum$ pérdidas =	100.933 m

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E1 - (E4 + \sum Pérdidas) =$	-0.01	m
-------------------------------	-------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces:	$L_{tubería} \times S =$	0.120
Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{tubería} \times S$	
Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - 0.12	

Cota en el punto ③ =	99.22	msnm
----------------------	-------	------

7.- COMPROBACIÓN DE DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	0.110
--------------	-------

ΔH =	0.10	m
------	------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	-0.01
-------------------	-------

ΔH	>	Σ Pérdidas
----	---	------------

CUMPLE

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$\frac{Lt}{Cota\ 4 - Cota\ 3}$	=	$\frac{4.30}{0.68}$	=	6.3
--------------------------------	---	---------------------	---	-----

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	------------------

Altura de la cobertura

(Cota 2 + Cota 3)/2 = 99.28

Entonces la altura de cobertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diámetro de la tubería)

Cota del camino	=	101.6	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	99.28	msnm
Diámetro de la tubería	=	1.0668	m

Altura de cobertura =	1.25	m
-----------------------	------	---

(mínimo requerido)	=	0.6	m
--------------------	---	-----	---

1.25	>	0.6	CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)
------	---	-----	----------------------------------

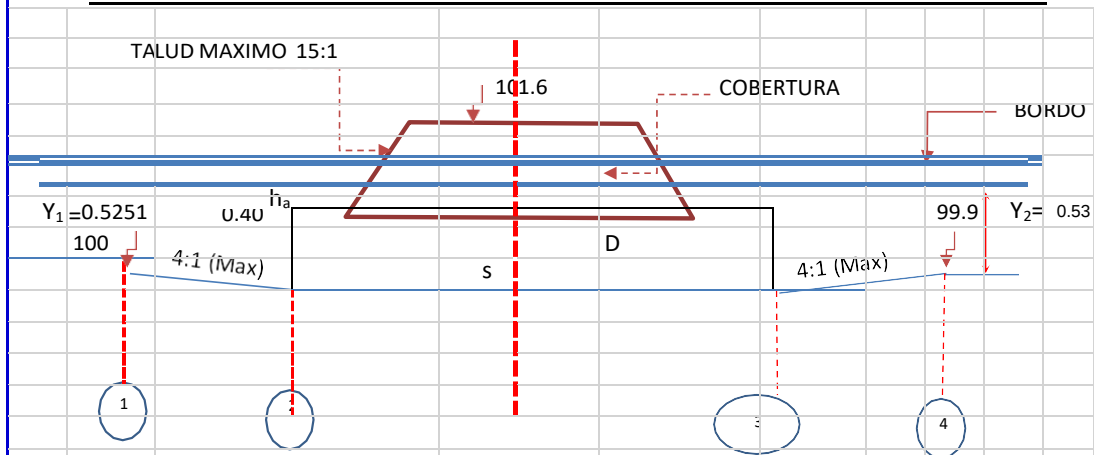
8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizandose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$Lp = 3 \times Di$

Lp =	3.2004	m
Lp =	3.30	m

El enrocad se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA ALCANTARILLA 1-3

Diseñar la alcantarilla de un solo tubo, de la figura que se muestra, sabiendo que cruza a través de una carretera con un ancho de 6.00 m, con los datos siguientes.

Ancho de carretera =	12.00	m
Inclinación máxima =	4:1	

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q_{max} =	0.9	m ³ /s	(máximo)	Cota ① =	100.5	msnm
Z =	0			Cota ④ =	99.9	msnm
S =	0.01			Cota Pav =	101.6	msnm
n =	0.013					
D =	0.75	m			0.142	
Y1=Y2=	0.5251	m			0.60	
V =	2.7929	m/s			cumple	
V²/2g =	0.40	m				

Para caudales menores a 1.2 m³/s

Alcantarilla de un tubo

1.- SELECCIÓN DEL DIÁMETRO.

$$Q_{\max} = Di^2$$

$$Di = \sqrt{Q_{\max}}$$

Di =	0.949	m
Di =	42.00	Pulg

Di =	36.00	Pulg
Di =	0.9144	m

(por ser comercial)

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① y ④.

$E1 = E4 + \sum \text{Pérdidas}$

$\sum \text{Perdidas} = Pe + Pf + Ps$

Pe = Perdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.048
Ps = Perdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.062
Pf = Perdidas por fricción =	$f \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.031
	$\sum \text{Pérdidas} =$	0.142

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	0.9144	m

$\sum \text{Pérdidas} =$	0.142
--------------------------	-------

E1 =	101.42	m
------	--------	---

E4 + $\sum$ pérdidas =	100.964	m
------------------------	---------	---

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E1 - (E4 + \sum \text{Pérdidas}) =$	0.46	m
--------------------------------------	------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces:	$L_{\text{tubería}} \times S =$	0.120
-----------	---------------------------------	-------

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{\text{tubería}} \times S$
----------------------	--

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - 0.12
----------------------	---------------------------

Cota en el punto ③ =	99.85	msnm
----------------------	-------	------

7.- COMPROBACIÓN DE DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	0.142
--------------	-------

ΔH =	0.60	m
------	------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	0.46
-------------------	------

ΔH	>	Σ Pérdidas
cumple		

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$\frac{Lt}{Cota\ 4 - Cota\ 3} =$	=	$\frac{3.70}{0.05}$	=	74.0
----------------------------------	---	---------------------	---	------

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

Altura de la cobertura

(Cota 2 + Cota 3)/2 = 99.91

Entonces la altura de cobertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diametro de la tubería)

Cota del camino	=	101.6	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	99.91	msnm
Diametro de la tubería	=	0.9144	m

Altura de cobertura =	0.78	m
-----------------------	------	---

(mínimo requerido)	=	0.6	m
--------------------	---	-----	---

0.78	>	0.6	CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)
------	---	-----	---------------------------

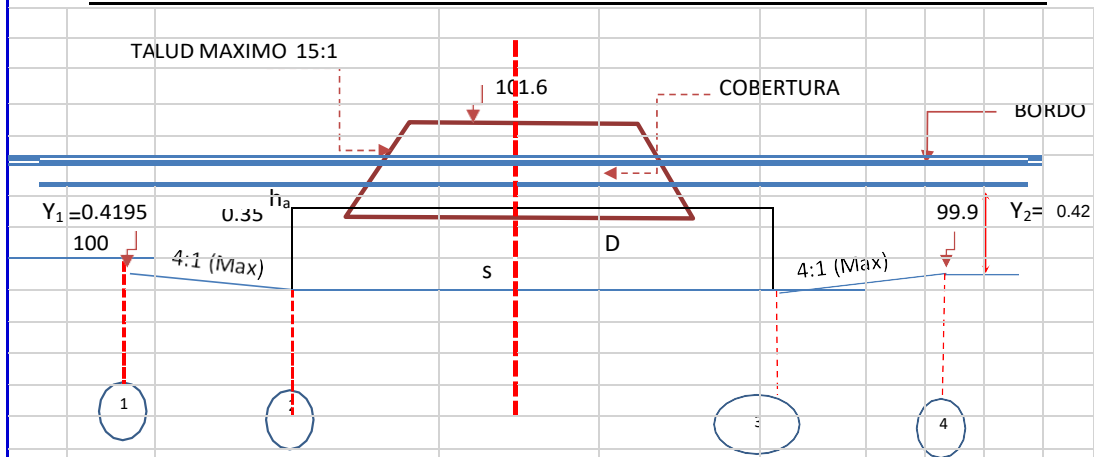
8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizandose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$Lp = 3 \times Di$

Lp =	2.7432	m
Lp =	2.80	m

El enrocado se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA ALCANTARILLA 1-4

Diseñar la alcantarilla de un solo tubo, de la figura que se muestra, sabiendo que cruza a través de una carretera con un ancho de 6.00 m, con los datos siguientes.

Ancho de carretera =	12.00	m
Inclinación máxima =	4:1	

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q_{max} =	0.67	m ³ /s	(máximo)	Cota ① =	100.5	msnm
Z =	0			Cota ④ =	99.9	msnm
S =	0.01			Cota Pav =	101.6	msnm
n =	0.013					
D =	0.75	m			0.129	
Y₁=Y₂=	0.4195	m			0.60	
V =	2.6358	m/s			CUMPLE	
V²/2g =	0.35	m				

Para caudales menores a 1.2 m³/s

Alcantarilla de un tubo

1.- SELECCIÓN DEL DIÁMETRO.

$$Q_{\max} = Di^2$$

$$Di = \sqrt{Q_{\max}}$$

Di =	0.819	m
Di =	32.00	Pulg

32.76

Di =	32.00	Pulg
Di =	0.8128	m

(por ser comercial)

2.- COTA DEL TUBO EN ②.		
$\text{Área} = \frac{\pi \times D^2}{4}$	Área =	0.5189 m ²
	Va =	1.291 m/s
	Va = Velocidad en la alcantarilla	
$1.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.127	
El nivel de carga aguas arriba = 100.9195 msnm		
Cota del tubo en ② =	99.98	msnm
3.- LONGITUD DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.		
$Lt = 4 \times Di$	Lt =	3.25 m
	Lt =	3.30 m
Longitud de la tubería:		
Cota del camino =	101.6	msnm
Cota del punto ② =	99.98	msnm
Long =	$2(Z(CC - C2)) + \text{AnchoCarretera}$	
Long tubería =	12.00	m
Long tubería =	12.00	m
Cota en el punto ④ =	Esta cota al igual que la del punto ①, se obtiene del perfil del canal:	
Cota en el punto ④ =	99.9	msnm
	$h_{f1} = C_1 + \frac{V^2}{2g} =$	100
4.- CARGA HIDRÁULICA DISPONIBLE.		
Sería la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4	$h_f = C + \frac{V^2}{2g} =$	99.5
	$h_f =$	0.6
$\Delta H = (C1 + Y1) - (C4 + Y2)$		
ΔH =	0.60	m
	(Debe ser ≥ a las pérdidas de carga)	
5.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE ENTRADA.		
La inclinación máxima recomendada es 4:1		
$\frac{Lt}{Cota1 - Cota2} =$	$\frac{3.30}{0.52} =$	6

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① y ④.

$E1 = E4 + \sum \text{Pérdidas}$

$\sum \text{Perdidas} = Pe + Pf + Ps$

Pe = Perdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.042
Ps = Perdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.055
Pf = Perdidas por fricción =	$f \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.031
	$\sum \text{Pérdidas} =$	0.129

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	0.8128	m

$\sum \text{Pérdidas} =$	0.129
--------------------------	-------

E1 =	101.27	m
------	--------	---

E4 + $\sum$ pérdidas =	100.803	m
------------------------	---------	---

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E1 - (E4 + \sum \text{Pérdidas}) =$	0.47	m
--------------------------------------	------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces:	$L_{\text{tubería}} \times S =$	0.120
-----------	---------------------------------	-------

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{\text{tubería}} \times S$
----------------------	--

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - 0.12
----------------------	---------------------------

Cota en el punto ③ =	99.86	msnm
----------------------	-------	------

7.- COMPROBACIÓN DE DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	0.129
--------------	-------

ΔH =	0.60	m
------	------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	0.47
-------------------	------

ΔH	>	Σ Pérdidas
CUMPLE		

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$\frac{Lt}{Cota\ 4 - Cota\ 3} =$	=	$\frac{3.30}{0.04}$	=	82.5
----------------------------------	---	---------------------	---	------

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

Altura de la cobertura

(Cota 2 + Cota 3)/2 =	99.92
-----------------------	-------

Entonces la altura de cobertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diámetro de la tubería)

Cota del camino	=	101.6	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	99.92	msnm
Diámetro de la tubería	=	0.8128	m

Altura de cobertura =	0.87	m
-----------------------	------	---

(mínimo requerido)	=	0.6	m
--------------------	---	-----	---

0.87	>	0.6	CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)
------	---	-----	---------------------------

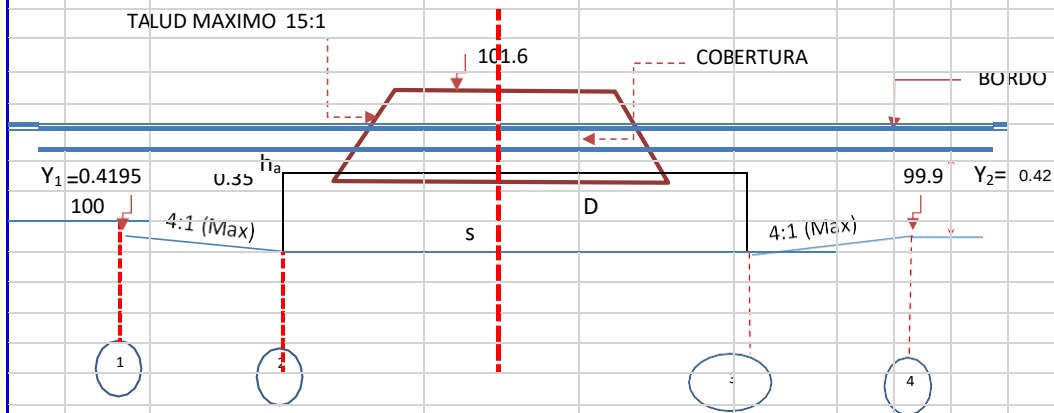
8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizándose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$Lp = 3 \times Di$

Lp =	2.4384	m
Lp =	2.50	m

El enrocado se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA ALCANTARILLA 2-1

Diseñar la alcantarilla de un solo tubo, de la figura que se muestra, sabiendo que cruza a través de una carretera con un ancho de 6.00 m, con los datos siguientes.

Ancho de carretera =	12.00	m
Inclinación máxima =	4:1	

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q_{max} =	0.67	m ³ /s	(máximo)	Cota ① =	100.5	msnm
Z =	0			Cota ④ =	99.9	msnm
S =	0.01			Cota Pav =	101.6	msnm
n =	0.013					
D =	0.75	m			0.129	
Y1=Y2=	0.4195	m			0.60	
V =	2.6358	m/s			CUMPLE	
V²/2g =	0.35	m				

Para caudales menores a 1.2 m³/s

Alcantarilla de un tubo

1.- SELECCIÓN DEL DIÁMETRO.

$$Q_{\max} = Di^2 \quad Di = \sqrt{Q_{\max}}$$

Di =	0.819	m
Di =	32.00	Pulg

32.76

Di =	32.00	Pulg
Di =	0.8128	m

(por ser comercial)

2.- COTA DEL TUBO EN ②.			
$\text{Área} = \frac{\pi \times D^2}{4}$	Área =	0.5189	m ²
	Va =	1.291	m/s
Va = Velocidad en la alcantarilla			
$1.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.127		
El nivel de carga aguas arriba =	100.9195	msnm	
Cota del tubo en ② =	99.98	msnm	
3.- LONGITUD DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.			
$Lt = 4 \times Di$	Lt =	3.25	m
	Lt =	3.30	m
Longitud de la tubería:			
Cota del camino =	101.6	msnm	
Cota del punto ② =	99.98	msnm	
Long =	$2(Z(CC - C2)) + \text{Ancho Carretera}$		
Long tubería =	12.00	m	
Long tubería =	12.00	m	
Cota en el punto ④ =	Esta cota al igual que la del punto ①, se obtiene del perfil del canal:		
Cota en el punto ④ =	99.9	msnm	
	$h_{f1} = C_1 + \frac{V^2}{2g} =$	100	
4.- CARGA HIDRÁULICA DISPONIBLE.			
	$h_f = C + \frac{V^2}{2g} =$	99.5	
Sería la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4	$h_f =$	0.6	
$\Delta H = (C1 + Y1) - (C4 + Y2)$			
ΔH =	0.60	m	(Debe ser ≥ a las pérdidas de carga)
5.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE ENTRADA.			
La inclinación máxima recomendada es 4:1			
$\frac{Lt}{Cota1 - Cota2} =$	$\frac{3.30}{0.52} =$	6	

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① Y ④.

$E1 = E4 + \sum \text{Pérdidas}$

$\sum \text{Perdidas} = Pe + Pf + Ps$

Pe = Perdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.042
Ps = Perdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.055
Pf = Perdidas por fricción =	$f \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.031
	$\sum \text{Pérdidas} =$	0.129

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	0.8128	m

$\sum \text{Pérdidas} =$	0.129
E1 =	101.27 m
E4 + $\sum \text{pérdidas} =$	100.803 m

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, nuestro caso se tiene: en

$E1 - (E4 + \sum \text{Pérdidas}) =$

$E1 - E4 + \sum \text{Pérdidas}$	0.47	m
----------------------------------	------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces: $L_{\text{tubería}} \times S =$ 0.120

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{\text{tubería}} \times S$
Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - 0.12

Cota en el punto ③ =	99.86	msnm
----------------------	-------	------

7.- COMPROBACIÓN DE DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	0.129
--------------	-------

ΔH =	0.60	m
------	------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	0.47
-------------------	------

ΔH	>	Σ Pérdidas
CUMPLE		

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$\frac{Lt}{Cota\ 4 - Cota\ 3} =$	=	$\frac{3.30}{0.04}$	=	82.5
----------------------------------	---	---------------------	---	------

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

Altura de la cobertura

(Cota 2 + Cota 3)/2 = 99.92

Entonces la altura de cobertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diámetro de la tubería)

Cota del camino	=	101.6	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	99.92	msnm
Diámetro de la tubería	=	0.8128	m

Altura de cobertura =	0.87	m
-----------------------	------	---

(mínimo requerido)	=	0.6	m
--------------------	---	-----	---

0.87	>	0.6	CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)
------	---	-----	---------------------------

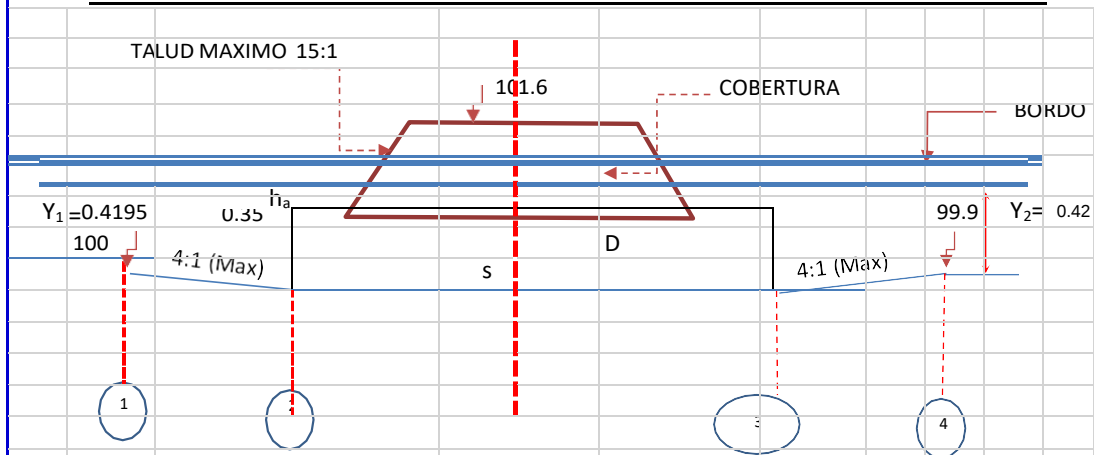
8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizándose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$Lp = 3 \times Di$

Lp =	2.4384	m
Lp =	2.50	m

El enrocado se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA ALCANTARILLA 2-2

Diseñar la alcantarilla de un solo tubo, de la figura que se muestra, sabiendo que cruza a través de una carretera con un ancho de 6.00 m, con los datos siguientes.

Ancho de carretera =	12.00	m
Inclinación máxima =	4:1	

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q_{max} =	0.39	m ³ /s	(máximo)	Cota ① =	100.5	msnm
Z =	0			Cota ④ =	99.9	msnm
S =	0.01			Cota Pav =	101.6	msnm
n =	0.013					
D =	0.5	m			0.044	
Y1=Y2=	0.4195	m			0.60	
V =	2.6358	m/s			CUMPLE	
V²/2g =	0.35	m				

Para caudales menores a 1.2 m³/s

Alcantarilla de un tubo

1.- SELECCIÓN DEL DIÁMETRO.

$$Q_{\max} = Di^2$$

$$Di = \sqrt{Q_{\max}}$$

Di =	0.624	m
Di =	32.00	Pulg

32.76

Di =	32.00	Pulg
Di =	0.8128	m

(por ser comercial)

2.- COTA DEL TUBO EN ②.

$$\text{Área} = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Área =	0.5189	m ²
--------	--------	----------------

Va =	0.752	m/s
------	-------	-----

Va = Velocidad en la alcantarilla

$$1.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$$

0.043

El nivel de carga aguas arriba =	100.9195	msnm
----------------------------------	----------	------

Cota del tubo en ② =	100.06	msnm
----------------------	--------	------

3.- LONGITUD DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.

$$Lt = 4 \times Di$$

Lt =	3.25	m
------	------	---

Lt =	3.30	m
------	------	---

Longitud de la tubería:

Cota del camino =	101.6	msnm
-------------------	-------	------

Cota del punto ② =	100.06	msnm
--------------------	--------	------

Long =	$2(Z(CC - C2)) + \text{Ancho Carretera}$
--------	--

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Cota en el punto ④ =	Esta cota al igual que la del punto ①, se obtiene del perfil del canal:	
----------------------	---	--

Cota en el punto ④ =	99.9	msnm
----------------------	------	------

$$h_{f1} = C_1 + \frac{V^2}{2g} = 100$$

4.- CARGA HIDRÁULICA DISPONIBLE.

$$h_f = C + \frac{V^2}{2g} = 99.5$$

Sería la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4

$$h_f = 0.6$$

$$\Delta H = (C1 + Y1) - (C4 + Y2)$$

ΔH =	0.60	m
------	------	---

(Debe ser ≥ a las pérdidas de carga)

5.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE ENTRADA.

La inclinación máxima recomendada es 4:1

$\frac{Lt}{Cota1 - Cota 2} =$	$\frac{3.30}{0.44} =$	8
-------------------------------	-----------------------	---

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① y ④.

$E1 = E4 + \sum \text{Pérdidas}$

$\sum \text{Perdidas} = Pe + Pf + Ps$

Pe = Perdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.014
Ps = Perdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.019
Pf = Perdidas por fricción =	$f \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.011
	$\sum \text{Pérdidas} =$	0.044

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	0.8128	m

$\sum \text{Pérdidas} =$	0.044
--------------------------	-------

E1 =	101.27	m
------	--------	---

E4 + $\sum$ pérdidas =	100.717	m
------------------------	---------	---

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E1 - (E4 + \sum \text{Pérdidas}) =$	0.56	m
--------------------------------------	------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces:	$L_{\text{tubería}} \times S =$	0.120
-----------	---------------------------------	-------

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{\text{tubería}} \times S$
----------------------	--

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - 0.12
----------------------	---------------------------

Cota en el punto ③ =	99.94	msnm
----------------------	-------	------

7.- COMPROBACIÓN DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	0.044
--------------	-------

ΔH =	0.60	m
------	------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	0.56
-------------------	------

ΔH	>	Σ Pérdidas
----	---	------------

CUMPLE

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$\frac{Lt}{Cota\ 4 - Cota\ 3} =$	=	$\frac{3.30}{-0.04}$	=	-82.5
----------------------------------	---	----------------------	---	-------

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

Altura de la cobertura

(Cota 2 + Cota 3)/2 =	100.00
-----------------------	--------

Entonces la altura de cobertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diámetro de la tubería)

Cota del camino	=	101.6	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	100.00	msnm
Diámetro de la tubería	=	0.8128	m

Altura de cobertura =	0.79	m
-----------------------	------	---

(mínimo requerido)	=	0.6	m
--------------------	---	-----	---

0.79	>	0.6	CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)
------	---	-----	---------------------------

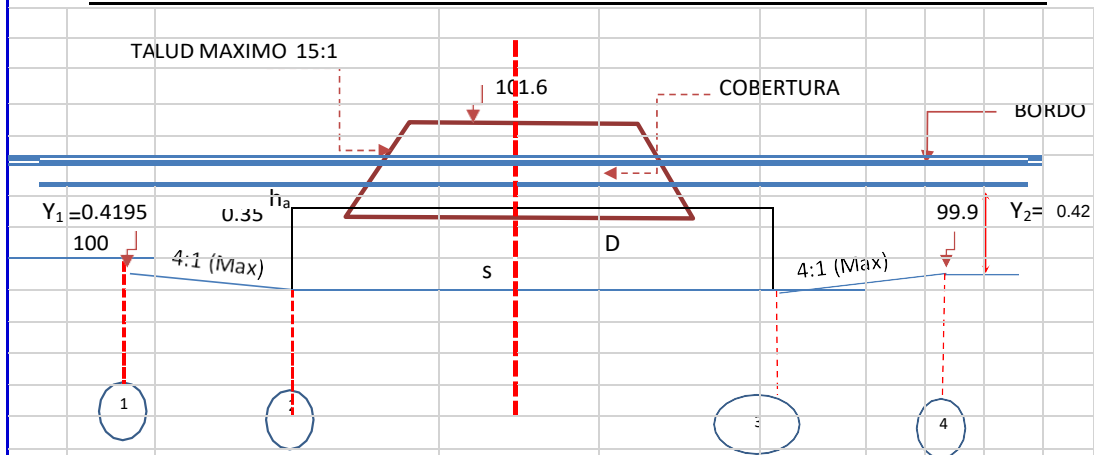
8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizándose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$Lp = 3 \times Di$

Lp =	2.4384	m
Lp =	2.50	m

El enrocad se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA ALCANTARILLA 2-3

Diseñar la alcantarilla de un solo tubo, de la figura que se muestra, sabiendo que cruza a través de una carretera con un ancho de 6.00 m, con los datos siguientes.

Ancho de carretera =	12.00	m
Inclinación máxima =	4:1	

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q_{max} =	0.39	m ³ /s	(máximo)	Cota ① =	100.5	msnm
Z =	0			Cota ④ =	99.9	msnm
S =	0.01			Cota Pav =	101.6	msnm
n =	0.013					
D =	0.5	m			0.044	
Y1=Y2 =	0.4195	m			0.60	
V =	2.6358	m/s			CUMPLE	
V²/2g =	0.35	m				

Para caudales menores a 1.2 m³/s

Alcantarilla de un tubo

1.- SELECCIÓN DEL DIÁMETRO.

$$Q_{\max} = Di^2$$

$$Di = \sqrt{Q_{\max}}$$

Di =	0.624	m
Di =	32.00	Pulg

32.76

Di =	32.00	Pulg
Di =	0.8128	m

(por ser comercial)

2.- COTA DEL TUBO EN ②.

$$\text{Área} = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Área =	0.5189	m ²
--------	--------	----------------

Va =	0.752	m/s
------	-------	-----

Va = Velocidad en la alcantarilla

$$1.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$$

0.043

El nivel de carga aguas arriba =	100.9195	msnm
----------------------------------	----------	------

Cota del tubo en ② =	100.06	msnm
----------------------	--------	------

3.- LONGITUD DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.

$$Lt = 4 \times Di$$

Lt =	3.25	m
------	------	---

Lt =	3.30	m
------	------	---

Longitud de la tubería:

Cota del camino =	101.6	msnm
-------------------	-------	------

Cota del punto ② =	100.06	msnm
--------------------	--------	------

Long =	$2(Z(CC - C2)) + \text{AnchoCarretera}$
--------	---

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Cota en el punto ④ =	Esta cota al igual que la del punto ①, se obtiene del perfil del canal:	
----------------------	---	--

Cota en el punto ④ =	99.9	msnm
----------------------	------	------

$$h_{f1} = C_1 + \frac{V^2}{2g} = 100$$

4.- CARGA HIDRÁULICA DISPONIBLE.

$$h_f = C + \frac{V^2}{2g} = 99.5$$

Sería la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4

$$h_f = 0.6$$

$$\Delta H = (C1 + Y1) - (C4 + Y2)$$

ΔH =	0.60	m
------	------	---

(Debe ser ≥ a las pérdidas de carga)

5.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE ENTRADA.

La inclinación máxima recomendada es 4:1

$\frac{Lt}{Cota1 - Cota 2} =$	$\frac{3.30}{0.44} =$	8
-------------------------------	-----------------------	---

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① y ④.

$E1 = E4 + \sum \text{Pérdidas}$

$\sum \text{Perdidas} = Pe + Pf + Ps$

Pe = Perdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.014
Ps = Perdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.019
Pf = Perdidas por fricción =	$f \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.011
	$\sum \text{Pérdidas} =$	0.044

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	0.8128	m

$\sum \text{Pérdidas} =$	0.044
--------------------------	-------

E1 =	101.27	m
------	--------	---

E4 + $\sum$ pérdidas =	100.717	m
------------------------	---------	---

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E1 - (E4 + \sum \text{Pérdidas}) =$	0.56	m
--------------------------------------	------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces:	$L_{\text{tubería}} \times S =$	0.120
-----------	---------------------------------	-------

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{\text{tubería}} \times S$
----------------------	--

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - 0.12
----------------------	---------------------------

Cota en el punto ③ =	99.94	msnm
----------------------	-------	------

7.- COMPROBACIÓN DE DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	0.044
--------------	-------

ΔH =	0.60	m
------	------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	0.56
-------------------	------

ΔH	>	Σ Pérdidas
CUMPLE		

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$$\frac{Lt}{Cota\ 4 - Cota\ 3} = \frac{3.30}{-0.04} = -82.5$$

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

Altura de la cobertura

$$(Cota\ 2 + Cota\ 3)/2 = 100.00$$

Entonces la altura de cobertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diámetro de la tubería)

Cota del camino	=	101.6	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	100.00	msnm
Diámetro de la tubería	=	0.8128	m

Altura de cobertura =	0.79	m
-----------------------	------	---

$$(mínimo requerido) = 0.6 \quad m$$

$$0.79 > 0.6 \quad \text{CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)}$$

8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizándose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$$Lp = 3 \times Di$$

Lp =	2.4384	m
Lp =	2.50	m

El enrocad se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

2.- COTA DEL TUBO EN ②.		
$\text{Área} = \frac{\pi \times D^2}{4}$	Área =	1.3701 m ²
	Va =	1.766 m/s
	Va = Velocidad en la alcantarilla	
$1.5 \times \frac{V_a^2}{2g} =$	0.239	
El nivel de carga aguas arriba =	101.712	msnm
Cota del tubo en ② =	100.15	msnm
3.- LONGITUD DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.		
$L_t = 4 \times D_i$	Lt =	5.28 m
	Lt =	5.30 m
Longitud de la tubería:		
Cota del camino =	0	msnm
Cota del punto ② =	100.15	msnm
Long =	$2(Z(CC - C_2)) + \text{Ancho Carretera}$	
Long tubería =	12.00	m
Long tubería =	12.00	m
Cota en el punto ④ =	Esta cota al igual que la del punto ①, se obtiene del perfil del canal:	
Cota en el punto ④ =	95	msnm
	$h_{f1} = C_1 + \frac{V^2}{2} = 100$	
4.- CARGA HIDRÁULICA DISPONIBLE.		
Será la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4	$h_f = C + \frac{2}{2} = -0.7$	
	$h_f = 101$	
$\Delta H = (C_1 + Y_1) - (C_4 + Y_2)$		
ΔH =	6.00	m
	(Debe ser ≥ a las pérdidas de carga)	
5.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE ENTRADA.		
La inclinación máxima recomendada es 4:1		
$\frac{L_t}{Cota_1 - Cota_2} =$	$\frac{5.30}{0.85} =$	6

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① y ④.

$E1 = E4 + \sum \text{Pérdidas}$

$\sum \text{Perdidas} = Pe + Pf + Ps$

Pe = Perdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.080
Ps = Perdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.103
Pf = Perdidas por fricción =	$f \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.036
$\sum \text{Pérdidas} =$		0.219

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	1.3208	m

$\sum \text{Pérdidas} =$	0.219
E1 =	102.30 m
E4 + $\sum$ pérdidas =	1.520 m

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E1 - (E4 + \sum \text{Pérdidas}) =$

100.78	m
--------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces: $L_{\text{tubería}} \times S =$

0.120

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{\text{tubería}} \times S$
----------------------	--

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - 0.12
----------------------	---------------------------

Cota en el punto ③ =		100.03	msnm
----------------------	--	--------	------

7.- COMPROBACIÓN DE DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	0.219
--------------	-------

ΔH =	6.00	m
------	------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	5.78
-------------------	------

ΔH	>	Σ Pérdidas
CUMPLE		

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$\frac{Lt}{Cota\ 4 - Cota\ 3} =$	=	$\frac{5.30}{-5.03}$	=	-1.1
----------------------------------	---	----------------------	---	------

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

Altura de la cobertura

(Cota 2 + Cota 3)/2 =	100.09
-----------------------	--------

Entonces la altura de cobertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diámetro de la tubería)

Cota del camino	=	0	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	100.09	msnm
Diámetro de la tubería	=	1.3208	m

Altura de cobertura =	-101.41	m
-----------------------	---------	---

(mínimo requerido)	=	0.6	m
--------------------	---	-----	---

-101.41	>	0.6	CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)
---------	---	-----	---------------------------

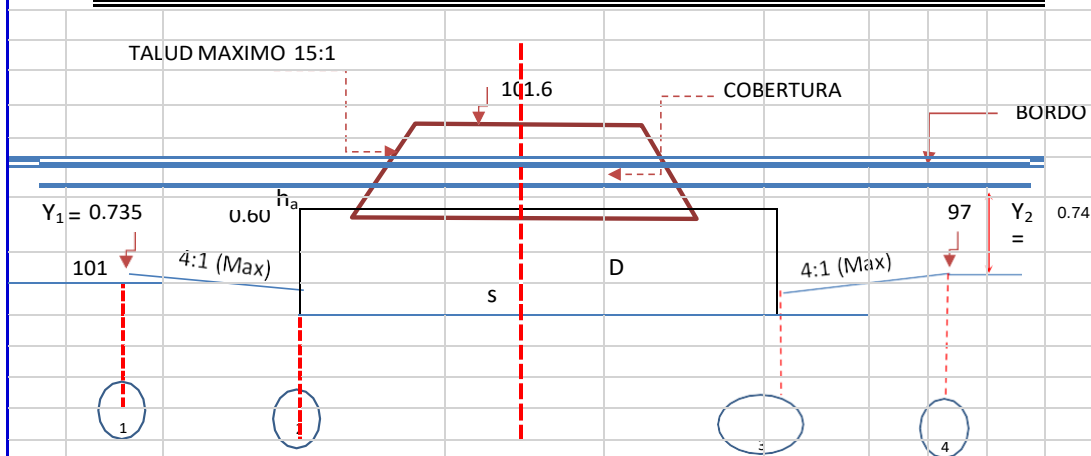
8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizandose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$Lp = 3 \times Di$

Lp =	3.9624	m
Lp =	4.00	m

El enrocado se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA ALCANTARILLA 3-2

Diseñar la alcantarilla de un solo tubo, de la figura que se muestra, sabiendo que cruza a través de una carretera con un ancho de 6.00 m, con los datos siguientes.

Ancho de carretera =	12.00	m
Inclinación máxima =	4:1	

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q _{max} =	5.03	m ³ /s
N° OJOS	2	
Q _{max/ojo}	2.515	
Z =	0	
S =	0.01	
n =	0.013	
b =	1	m
Y ₁ =Y ₂ =	0.735	m
V =	3.4286	m/s
V ² /2g =	0.60	m

(máximo)

Cota ① =	101	msnm
Cota ④ =	97	
Cota Pav =		
Cota ④ =		msnm
Cota Pav =	101.6	msnm

CUMPLE

Para caudales entre 2.3 m³/s y 10.5 m³/s

Alcantarilla de 3 ojos

1.- SELECCIÓN DEL DIÁMETRO.

$$Q_{max} = 4.8 * D_i^2 \quad D_i = \sqrt{\frac{Q_{max}}{4.8}}$$

Di =	0.724	m
Di =	28.95	Pulg

Di =	30.00	Pulg
Di =	0.7620	m

(por ser comercial)

2.- COTA DEL TUBO EN ②.

$$\text{Área} = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Área =	0.4560	m ²
--------	--------	----------------

Va =	5.515	m/s
------	-------	-----

Va = Velocidad en la alcantarilla

$$1.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$$

2.325

El nivel de carga aguas arriba =	101.735	msnm
----------------------------------	---------	------

Cota del tubo en ② =	98.65	msnm
----------------------	-------	------

3.- LONGITUD DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.

$$Lt = 4 \times Di$$

Lt =	3.05	m
------	------	---

Lt =	3.10	m
------	------	---

Longitud de la tubería:

Cota del camino =	101.6	msnm
-------------------	-------	------

Cota del punto ② =	98.65	msnm
--------------------	-------	------

Long =	$2(Z(CC - C2)) + \text{AnchoCarretera}$
--------	---

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Cota en el punto ④ =	Esta cota al igual que la del punto ①, se obtiene del perfil del canal:	
----------------------	---	--

Cota en el punto ④ =	97	msnm
----------------------	----	------

$$h_{f1} = C_1 + \frac{V^2}{2g} = 100$$

4.- CARGA HIDRÁULICA DISPONIBLE.

$$h_f = C + \frac{V^2}{2g} = -0.7$$

Sería la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4

$$h_f = 101$$

$$\Delta H = (C1 + Y1) - (C4 + Y2)$$

ΔH =	101.00	m
------	--------	---

(Debe ser ≥ a las pérdidas de carga)

5.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE ENTRADA.

La inclinación máxima recomendada es 4:1

$\frac{Lt}{Cota1 - Cota2} =$	$\frac{3.10}{2.35}$	=	1
------------------------------	---------------------	---	---

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① y ④.

$E1 = E4 + \sum \text{Pérdidas}$

$\sum \text{Perdidas} = Pe + Pf + Ps$

Pe = Perdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.775
Ps = Perdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g} =$	1.008
Pf = Perdidas por fricción =	$f \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.610
$\sum \text{Pérdidas} =$		2.393

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	0.7620	m

$\sum \text{Pérdidas} =$	2.393
E1 =	102.33 m
E4 + $\sum \text{pérdidas} =$	3.727 m

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E1 - (E4 + \sum \text{Pérdidas}) =$

98.61	m
-------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces: $L_{\text{tubería}} \times S =$

0.120

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{\text{tubería}} \times S$
----------------------	--

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - 0.12
----------------------	---------------------------

Cota en el punto ③ =		98.53	msnm
----------------------	--	-------	------

7.- COMPROBACIÓN DE DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	2.393
--------------	-------

ΔH =	101.00	m
------	--------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	98.61
-------------------	-------

ΔH	>	Σ Pérdidas
----	---	------------

CUMPLE

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$\frac{Lt}{Cota\ 4 - Cota\ 3} =$	=	$\frac{3.10}{-1.53}$	=	-2.0
----------------------------------	---	----------------------	---	------

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	------------------

Altura de la cobertura

(Cota 2 + Cota 3)/2 =	98.59
-----------------------	-------

Entonces la altura de coertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diametro de la tubería)

Cota del camino	=	101.6	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	98.59	msnm
Diametro de la tubería	=	0.7620	m

Altura de cobertura =	2.25	m
-----------------------	------	---

(mínimo requerido)	=	0.6	m
--------------------	---	-----	---

2.25	>	0.6	CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)
------	---	-----	----------------------------------

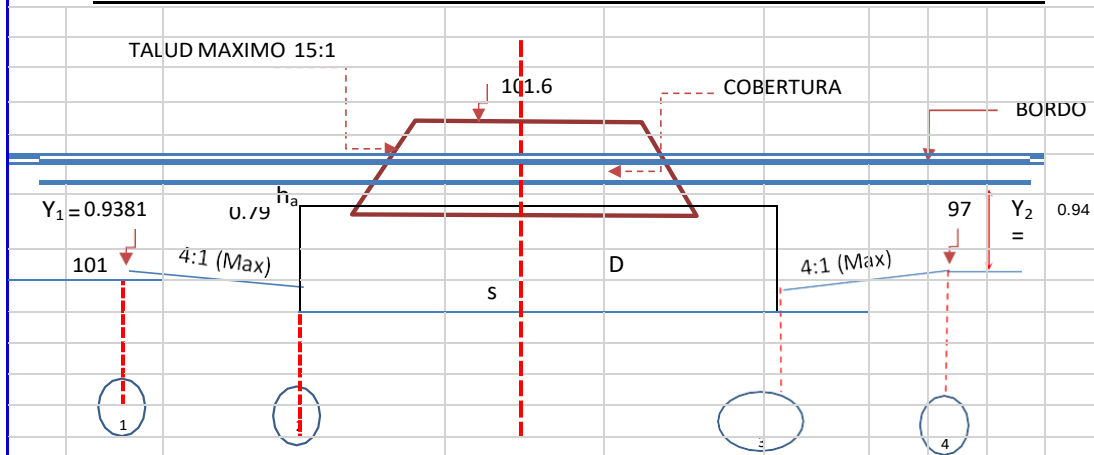
8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizandose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$Lp = 3 \times Di$

Lp =	2.286	m
Lp =	2.30	m

El enrocad se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA ALCANTARILLA 3-3

Diseñar la alcantarilla de un solo tubo, de la figura que se muestra, sabiendo que cruza a través de una carretera con un ancho de 6.00 m, con los datos siguientes.

Ancho de carretera =	12.00	m
Inclinación máxima =	4:1	

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q _{max} =	4.43	m ³ /s
N° OJOS	1	
Q _{max/ojo}	4.43	
Z =	0	
S =	0.01	
n =	0.013	
b =	1	m
Y ₁ =Y ₂ =	0.9381	m
V =	3.9355	m/s
V ² /2g =	0.79	m

(máximo)

Cota ① =	101	msnm
Cota ④ =	97	msnm
Cota Pav =	101.6	msnm

CUMPLE

Para caudales entre 2.3 m³/s y 10.5 m³/s

Alcantarilla de 3 ojos

1.- SELECCIÓN DEL DIÁMETRO.

$$Q_{max} = 4.8 * D_i^2 \quad D_i = \sqrt{\frac{Q_{max}}{4.8}}$$

Di =	0.961	m
Di =	38.43	Pulg

Di =	40.00	Pulg
Di =	1.0160	m

(por ser comercial)

2.- COTA DEL TUBO EN ②.

$$\text{Área} = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Área =	0.8107	m ²
--------	--------	----------------

Va =	5.464	m/s
------	-------	-----

Va = Velocidad en la alcantarilla

$$1.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$$

2.283

El nivel de carga aguas arriba =	101.9381	msnm
----------------------------------	----------	------

Cota del tubo en ② =	98.64	msnm
----------------------	-------	------

3.- LONGITUD DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.

$$Lt = 4 \times Di$$

Lt =	4.06	m
------	------	---

Lt =	4.10	m
------	------	---

Longitud de la tubería:

Cota del camino =	101.6	msnm
-------------------	-------	------

Cota del punto ② =	98.64	msnm
--------------------	-------	------

Long =	$2(Z(CC - C2)) + \text{AnchoCarretera}$
--------	---

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Cota en el punto ④ =	Esta cota al igual que la del punto ①, se obtiene del perfil del canal:	
----------------------	---	--

Cota en el punto ④ =	97	msnm
----------------------	----	------

$$h_{f1} = C_1 + \frac{V^2}{2g} = 100$$

4.- CARGA HIDRÁULICA DISPONIBLE.

$$h_f = C + \frac{V^2}{2g} = 96.1$$

Sería la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4

$$h_f = 4$$

$$\Delta H = (C1 + Y1) - (C4 + Y2)$$

ΔH =	4.00	m
------	------	---

(Debe ser ≥ a las pérdidas de carga)

5.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE ENTRADA.

La inclinación máxima recomendada es 4:1

$\frac{Lt}{Cota1 - Cota2} =$	$\frac{4.10}{2.36}$	=	2
------------------------------	---------------------	---	---

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① y ④.

$E1 = E4 + \sum \text{Pérdidas}$

$\sum \text{Perdidas} = Pe + Pf + Ps$

Pe = Perdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.761
Ps = Perdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.989
Pf = Perdidas por fricción =	$f \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.449
$\sum \text{Pérdidas} =$		2.199

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	1.0160	m

$\sum \text{Pérdidas} =$	2.199
E1 =	102.73 m
E4 + $\sum$ pérdidas =	100.927 m

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E1 - (E4 + \sum \text{Pérdidas}) =$

1.80	m
------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces: $L_{\text{tubería}} \times S =$

0.120

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{\text{tubería}} \times S$
----------------------	--

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - 0.12
----------------------	---------------------------

Cota en el punto ③ =		98.52	msnm
----------------------	--	-------	------

7.- COMPROBACIÓN DE DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	2.199
--------------	-------

ΔH =	4.00	m
------	------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	1.80
-------------------	------

ΔH	>	Σ Pérdidas
----	---	------------

CUMPLE

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$\frac{Lt}{Cota\ 4 - Cota\ 3} =$	=	$\frac{4.10}{-1.52}$	=	-2.7
----------------------------------	---	----------------------	---	------

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	------------------

Altura de la cobertura

(Cota 2 + Cota 3)/2 =	98.58
-----------------------	-------

Entonces la altura de coertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diametro de la tubería)

Cota del camino	=	101.6	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	98.58	msnm
Diametro de la tubería	=	1.0160	m

Altura de cobertura =	2.00	m
-----------------------	------	---

(mínimo requerido)	=	0.6	m
--------------------	---	-----	---

2.00	>	0.6	CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)
------	---	-----	----------------------------------

8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

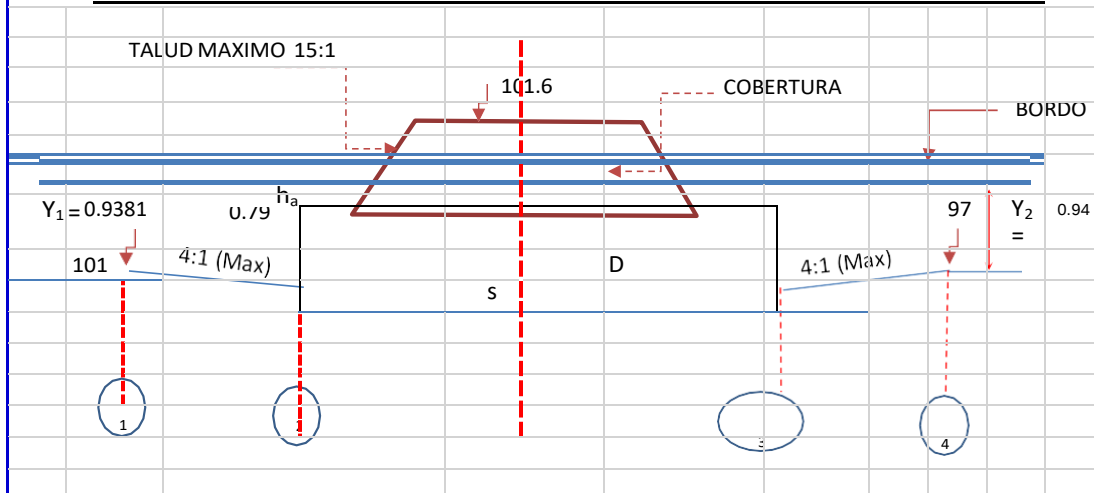
Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizandose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$Lp = 3 \times Di$

Lp =	3.048	m
------	-------	---

Lp =	3.10	m
------	------	---

El enrocad se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA ALCANTARILLA 3-3

Diseñar la alcantarilla de un solo tubo, de la figura que se muestra, sabiendo que cruza a través de una carretera con un ancho de 6.00 m, con los datos siguientes.

Ancho de carretera =	12.00	m
Inclinación máxima =	4:1	

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q_{max} =	4.43	m ³ /s
N° OJOS	1	
Q_{max/ojo}	4.43	
Z =	0	
S =	0.01	
n =	0.013	
b =	1	m
Y₁=Y₂=	0.9381	m
V =	3.9355	m/s
V²/2g =	0.79	m

(máximo)

Cota ① =	101	msnm
Cota ④ =	97	msnm
Cota Pav =	101.6	msnm

CUMPLE

Para caudales entre 2.3 m³/s y 10.5 m³/s

Alcantarilla de 3 ojos

1.- SELECCIÓN DEL DIÁMETRO.

$$Q_{max} = 4.8 * D_i^2 \quad D_i = \sqrt{\frac{Q_{max}}{4.8}}$$

D_i =	0.961	m
D_i =	38.43	Pulg

D_i =	40.00	Pulg
D_i =	1.0160	m

(por ser comercial)

2.- COTA DEL TUBO EN ②.

$$\text{Área} = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Área =	0.8107	m ²
--------	--------	----------------

Va =	5.464	m/s
------	-------	-----

Va = Velocidad en la alcantarilla

$$1.5 \times \frac{V_a^2}{2g} =$$

2.283

El nivel de carga aguas arriba =	101.9381	msnm
----------------------------------	----------	------

Cota del tubo en ② =	98.64	msnm
----------------------	-------	------

3.- LONGITUD DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.

$$L_t = 4 \times D_i$$

Lt =	4.06	m
------	------	---

Lt =	4.10	m
------	------	---

Longitud de la tubería:

Cota del camino =	101.6	msnm
-------------------	-------	------

Cota del punto ② =	98.64	msnm
--------------------	-------	------

Long =	$2(Z(CC - C2)) + \text{Ancho Carretera}$
--------	--

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Long tubería =	12.00	m
----------------	-------	---

Cota en el punto ④ =	Esta cota al igual que la del punto ①, se obtiene del perfil del canal:	
----------------------	---	--

Cota en el punto ④ =	97	msnm
----------------------	----	------

$$h_{f1} = C_1 + \frac{V^2}{2g} = 100$$

4.- CARGA HIDRÁULICA DISPONIBLE.

$$h_f = C + \frac{V^2}{2g} = 96.1$$

Sería la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4

$$h_f = 4$$

$$\Delta H = (C1 + Y1) - (C4 + Y2)$$

ΔH =	4.00	m
------	------	---

(Debe ser ≥ a las pérdidas de carga)

5.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE ENTRADA.

La inclinación máxima recomendada es 4:1

$\frac{L_t}{Cota1 - Cota2} =$	$\frac{4.10}{2.36} =$	2
-------------------------------	-----------------------	---

La inclinación sería =	10:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	-----------

6.- BALANCE DE ENERGÍA ENTRE ① y ④.

$E1 = E4 + \sum \text{Pérdidas}$

$\sum \text{Perdidas} = Pe + Pf + Ps$

Pe = Perdidas por entrada =	$0.5 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.761
Ps = Perdidas por salida =	$0.65 \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.989
Pf = Perdidas por fricción =	$f \frac{L}{D} \times \frac{Va^2}{2g} =$	0.449
$\sum \text{Pérdidas} =$		2.199

Donde:

f =	0.025	(Comúnmente asumido para casos prácticos)
L =	12.00	(Se puede redondear a 12)
D =	1.0160	m

$\sum \text{Pérdidas} =$	2.199
E1 =	102.73 m
E4 + $\sum$ pérdidas =	100.927 m

En la ecuación debe cumplirse la igualdad, o ser E1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E1 - (E4 + \sum \text{Pérdidas}) =$

1.80	m
------	---

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es = 0.01

Entonces: $L_{\text{tubería}} \times S =$

0.120

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - $L_{\text{tubería}} \times S$
----------------------	--

Cota en el punto ③ =	Cota en el punto ② - 0.12
----------------------	---------------------------

Cota en el punto ③ =		98.52	msnm
----------------------	--	-------	------

7.- COMPROBACIÓN DE DE CARGA HIDRÁULICA.

Σ Pérdidas =	2.199
--------------	-------

ΔH =	4.00	m
------	------	---

Entonces :

ΔH - Σ Pérdidas =	1.80
-------------------	------

ΔH	>	Σ Pérdidas
----	---	------------

CUMPLE

8.- INCLINACIÓN DE LA TRANSICIÓN DE SALIDA.

$\frac{Lt}{Cota\ 4 - Cota\ 3} =$	=	$\frac{4.10}{-1.52}$	=	-2.7
----------------------------------	---	----------------------	---	------

La inclinación sería =	12:1	<	4:1	SE ACEPTA
------------------------	------	---	-----	------------------

Altura de la cobertura

(Cota 2 + Cota 3)/2 =	98.58
-----------------------	-------

Entonces la altura de coertura es =

Cota del camino -(Cota promedio de 2 y 3 + El diámetro de la tubería)

Cota del camino	=	101.6	msnm
Cota promedio de 2 y 3	=	98.58	msnm
Diámetro de la tubería	=	1.0160	m

Altura de cobertura =	2.00	m
-----------------------	------	---

(mínimo requerido)	=	0.6	m
--------------------	---	-----	---

2.00	>	0.6	CUMPLE (NO HAY PROBLEMAS)
------	---	-----	----------------------------------

8.- LONGITUD DE PROTECCIÓN.

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra, utilizandose las siguientes fórmulas para su cálculo:

$Lp = 3 \times Di$

Lp =	3.048	m
------	-------	---

Lp =	3.10	m
------	------	---

El enrocado se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

Capítulo V. Discusión, recomendaciones y conclusiones

5.1. DISCUSIÓN

Los parámetros hidrológicos e hidráulicos determinados, en esta tesis, de las subcuencas y microcuencas del río Momón, nos permiten evaluar, la transitabilidad de la vía y la eficiencia en la operatividad, del mismo. Estos parámetros están definidos como caudales, profundidad o tirante de los cauces, ancho de espejo de agua, velocidad media y cantidad de transportes de sedimentos.

Uno de los parámetros de mayor importancia es, cómo superas la discontinuidad de la vía, así como disminuir el tiempo de viaje debido a que se presentan salvar los accidentes topográficos para el proyecto de tal manera que no exista discontinuidad en la misma y, en consecuencia, la transitabilidad debe ser garantizada.

La importancia de realizar una determinación de los parámetros de las subcuencas y microcuencas radica en que estas son un espacio susceptible de ser manejado en forma integral ya que son una unidad espacial definida por un sistema de interacciones biofísicas y humanas, en el cual se estructuran múltiples relaciones manifiestas en factores naturales y humanos en un espacio históricamente delimitado por el poblamiento y la utilización social. Por lo tanto, la cuenca hidrográfica puede definir a nivel espacial el ordenamiento de un territorio no solo desde el punto de vista geográfico – natural sino también humano.

Dichos parámetros se están siendo evaluados en comparación al proyecto del camino vecinal de Paujil ubicado en la carretera Iquitos-Nauta km 47, el cual presenta similitudes en cuanto a su eficiencia de drenaje de las alcantarillas del eje del camino vecinal, siendo nuestro proyecto el que muestra mayor efectividad dicho esto porque el camino vecinal de Picuroyacu - Unión centro fuerte - Puerto gen gen cuenta con más cruces de agua y más puntos de cuencas, que a su vez al momento de originarse la lluvia, el colapso de las cuencas cercanas originan mayores desbordes que ponen en vulneración el camino vecinal.

5.2 CONCLUSIONES

Los resultados muestran la forma de la Cuenca Hidrográfica esto es importante pues se relacionan con el Tiempo de Concentración (T_c), el cual es el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la cuenca contribuya al cauce principal del estudio, es decir, el tiempo que toma el agua precipitada en los límites más extremos de la cuenca para llegar al punto de salida de la misma.

Con la finalidad de mostrar un mejor desempeño y durabilidad de la carretera, es importante que se haya establecido el punto crítico respetando el área de esorrentía del caudal que a su vez no afectara la circulación vial.

Con estos resultados obtenidos se busca brindar al municipio de Punchana una alternativa del drenaje vial que permita el manejo adecuado de las aguas pluviales en la vía que conduce del centro poblado de Picuroyacu al centro poblado Puerto Gen Gen, pasando por Unión Centro.

La densidad de drenaje tiende a 1, en ciertas regiones desérticas de topografía plana y terrenos arenosos, y a un valor alto en regiones húmedas, montañosas y de terrenos impermeables. Esta última situación es la más favorable, pues si una cuenca posee una red de drenaje bien desarrollada, la extensión media de los terrenos a través de los cuales se produce el escurrimiento superficial es corto y el tiempo en alcanzar los cursos de agua también será corto; por consiguiente, la intensidad de las precipitaciones influirá inmediatamente sobre el volumen de las descargas de los ríos dado esto que la vía no cuenta con drenaje superficial, lo que imposibilita el tránsito ya que la zona en tierra se convierte en lodo.

En total se proyecta 2045 metros de cuneta que irán en zonas específicas de la vía, las cuales tienen en cuenta la tipicidad de cada sección transversal del proyecto, identificando las zonas de corte y de relleno.

Es otra característica principal e importante es 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 sin causar daño alguno a la población. La forma de drenaje, proporciona también indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Partiendo y evaluando un análisis hidrológico de las subcuencas y microcuencas de la zona para determinar caudales y puntos críticos. Con el objeto de que se garantice el buen funcionamiento de la carretera Picuroyacu-Puerto Gen Gen.

El agua superficial concentrada en los lechos fluviales escurre con una velocidad que depende directamente de la declividad de éstos, así a mayor declividad habrá mayor velocidad de escurrimiento que es lo que se busca en esta investigación.

La pendiente del río principal es 0.32 m/m La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos.

5.3 RECOMENDACIONES

La zona de estudio ha sido caracterizada hidrológicamente a partir de las estaciones más cercanas a la vía, de las cuales los datos de campo fueron suministrados por el SENAMHI.

La estación de Momón que se encuentra en el municipio y la única que daba cobertura a la vía según los polígonos de Thiessen, permitió establecer la precipitación promedio variable multianual máxima en 24h de 156mm; Con la estación Momón que es de orden agrometeorológico más cercana, se estableció los regímenes de los parámetros como lo son brillo solar, evaporación, humedad relativa y temperatura media.

Se calculó las curvas IDF de la zona con el método de Bell, el cual involucra la zona en que se encuentre el proyecto y la precipitación, que en este caso

es la amazónica y la ecuación de la variable multianual de la intensidad de precipitación máxima de 24 horas es:

$$I_{max} = \frac{383.509 * T^{0.20}}{D^{0.5535}}$$

Donde:

T Periodo de retorno en años

D Tiempo de concentración o duración, en minutos calculado por Kirpich

Para revisar las fuentes hídricas que pudieran atravesar el proyecto se utilizó un DEM de la zona con información satelital del IGN, del cual solo se hallaron 3 subcuencas cada una con varias microcuencas, las cuales fueron caracterizadas geométricamente e hidrológicamente, es decir, se determinó caudales con el método racional. No obstante, se recomienda un levantamiento topográfico que amplíe la información para analizar valores más precisos en cuanto a la morfología.

Con los diseños geométricos de la vía se establecieron las estructuras hidráulicas que permitirán la rápida evacuación de la escorrentía superficial de la vía.

Se recomienda verificar en campo los resultados obtenidos teniendo en cuenta posibles cruces de las estructuras con predios adyacentes a la vía. Se proyectan 3 alcantarillas tipo cajón y 7 circulares de 0.90m de las cuales se realizó verificación de capacidad con el software HY-8. Por otro lado, se proyectan 7 enrocados tipo rip-rap en vez de alcantarillados dado a que los caudales en esas zonas se consideran bajos y las alcantarillas generaría sobrecostos para el proyecto.

No se requiere el uso de bajantes ya que los caudales de las aguas pluviales son bajos y con enrocados se logrará un proceso de filtración adecuado.

5.4 Referencias Bibliográficas

- 1 Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.MTC.2014.
- 2 Richardson E. V., and Davis S. R. / EVALUATION SCOUR AT BRIDGES / Hydraulic Engineering Circular N° 18, Departamento de Transportes de los Estados Unidos, Administración Federal de Carreteras, Washington, 2001
- 3 Hydraulic Design Series Number 5. HEC-5. HYDRAULIC DESIGN OF HIGHWAY CULVERTS. Departamento de Transportes de los Estados Unidos, Administración Federal de Carreteras, Washington, 2001. Revised May 2005)
- 4 Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels.HEC-14. Departamento de Transportes de los Estados Unidos, Administración Federal de Carreteras, Washington, 2006.
- 5 CULVERT DESIGN FOR AQUATIC ORGANISM PASSAGE. HEC-26. Departamento de Transportes de los Estados Unidos, Administración Federal de Carreteras, Washington, 2010.
- 6 HY-8 User Manual (v7.5) HY-8 Culvert Analysis Program.
- 7 Diseño y Construcción de Alcantarillados Sanitario, Pluvial y Drenaje en Carreteras-Ing. Rafael Perz Carmona-2014.

5.5Anexos



ESTACION : PUNCHANA / 10059 / 02-08		LAT. : 5° 41' 19"		DPTO. : LORETO	
PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)		LONG. : 73° 15' 00"		PROV. : MAYNAS	
		ALT. : 91 msnm		DIST. : PUNCHANA	

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2011	39.8	29.4	98.7	79.3	35.4	39.7	32.1	29.7	49.7	66.3	35.6	39.7
2012	81.9	49.8	44.6	41.8	40.4	39.4	45.0	31.2	42.6	44.1	22.4	35.4
2013	30.4	74.6	70.5	35.3	40.6	32.0	33.8	109.6	38.4	42.3	67.4	39.6
2015	S/D	S/D	43.1	73.0	41.4	27.0	38.6	38.6	47.9	S/D	50.9	64.0
2016	66.6	75.4	97.2	58.8	S/D	48.0	49.3	30.7	46.5	59.6	68.7	53.0
2017	S/D	S/D	S/D	24.7	103.6	64.0	28.6	37.5	43.7	62.0	89.8	S/D
2019	99.5	30.2	98.5	S/D	31.8	43.2	63.7	53.7	50.0	58.6	51.8	52.2
2020	26.5	83.2	52.4	139.2	101.8	64.7	47.0	50.0	67.6	61.1	70.8	44.1
2021	41.3	50.9	S/D	78.6	155.0	53.9	31.9	24.3	34.2	117.7	57.5	S/D
2022	31.5	46.8	82.1	80.3	28.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D

S/D= Sin Datos

INFORMACION PREPARADA PARA GONZALO CHULVIN MARTINA PERLA
LIMA, 01 de Septiembre de 2022

N° REG-105/C. PROC. 2022/00077/2022/00002

EXP 5398 INF - GONZALO.pdf Descargar Imprimir Guardar en OneDrive

ESTACION : SAN ROGUE / 000178 / 02-08		LAT. : 3° 47' 19"		DPTO. : LORETO	
PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)		LONG. : 73° 17' 00"		PROV. : MAYNAS	
		ALT. : 106 msnm		DIST. : SAN JUAN BAUTISTA	

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2011	277.6	137.7	344.0	260.3	230.2	302.3	187.9	134.5	360.2	183.9	210.9	261.7
2012	341.4	372.8	332.2	S/D	139.2	123.6	88.8	74.2	113.6	230.0	218.3	217.7
2013	401.9	358.7	315.8	216.5	328.5	345.9	85.8	295.3	77.7	S/D	S/D	S/D
2016	116.8	478.9	483.5	430.8	261.3	175.9	S/D	S/D	119.6	321.0	175.2	281.7
2017	S/D	127.9	448.2	197.0	291.2	160.2	57.3	151.0	117.1	367.9	275.2	138.1
2018	307.3	110.2	314.8	154.2	368.6	71.1	178.4	113.0	182.2	168.8	65.8	399.8
2019	265.0	254.4	301.3	176.9	186.1	273.9	217.0	177.4	142.4	282.3	238.3	242.2
2020	139.7	267.2	S/D	S/D	S/D	S/D	298.9	S/D	301.1	141.3	279.3	244.7
2021	483.8	126.5	S/D	368.7	221.5	172.0	S/D	S/D	120.5	207.1	315.1	266.3
2022	199.7	169.5	314.3	426.0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D

S/D= Sin Datos

INFORMACION PREPARADA PARA GONZALO CHULVIN MARTINA PERLA

ESTACION : SAN ROGUE / 000178 / 02-08		LAT. : 3° 47' 19"		DPTO. : LORETO	
PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)		LONG. : 73° 17' 00"		PROV. : MAYNAS	
		ALT. : 106 msnm		DIST. : SAN JUAN BAUTISTA	

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2011	58.8	64.4	98.5	44.9	50.3	56.5	29.0	36.7	72.2	41.4	39.6	50.5
2012	85.3	79.5	77.0	S/D	27.1	31.4	27.7	22.5	36.8	62.1	52.7	47.7
2013	91.5	57.2	123.2	58.0	47.7	75.9	21.1	131.9	29.7	S/D	S/D	S/D
2018	59.6	71.2	169.1	83.6	85.8	51.0	S/D	S/D	32.4	137.0	103.9	37.1
2017	S/D	28.3	115.9	36.4	144.1	46.2	29.9	49.1	22.8	84.7	56.4	38.3
2018	50.8	56.3	67.3	30.0	118.2	23.6	65.4	37.0	44.8	65.6	11.7	64.9
2019	54.6	74.3	73.3	36.1	62.2	105.7	73.3	56.2	60.5	90.9	37.0	54.7
2020	22.9	121.1	S/D	S/D	S/D	S/D	76.4	S/D	81.2	32.2	117.4	39.6
2021	97.5	38.4	S/D	55.6	124.0	35.3	S/D	S/D	18.0	89.3	59.3	80.6
2022	107.3	56.9	90.2	71.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D

S/D= Sin Datos

INFORMACION PREPARADA PARA GONZALO CHULVIN MARTINA PERLA

Matriz de Consistencia

FORMULACION DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGIA	POBLACION Y MUESTRA
GENERAL	GENERAL	HIPÓTESIS INVESTIGACION	INDEPENDIENTE	TIPO DE INVESTIGACIÓN	POBLACION
¿Cuál es el sistema de drenaje adecuado para captar, evacuar, conducir y disponer la escorrentía superficial de la vía que conduce del centro poblado Picuroyacu al centro poblado Puerto Gen Gen, zona rural del municipio de Punchana, cuenca del río Momon?	Determinar las obras de arte necesarias para la vía que conduce del centro poblado de Picuroyacu al centro poblado Puerto Gen Gen, zona rural del municipio de Punchana, partiendo de un análisis hidrológico de las subcuencas y microcuencas de la zona para determinar caudales y puntos críticos. Con el objeto de que se garantice el buen funcionamiento de la carretera Picuroyacu-Puerto Gen Gen, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas, departamento de Loreto	Determinar que los parámetros hidráulicos de las subcuencas y microcuencas del río Momon permiten la transitabilidad y la eficiencia en la operatividad de la carretera Picuroyacu-Gen Gen, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas,	LA DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS DE LAS SUBCUENCAS Y MICROCUENCAS DEL RÍO MOMON	CUALITATIVO CUANTITATIVO	La población está dada por la delimitación de la cuenca del río Momon. que utilizan la vía Picuroyacu-Puerto Gen Gen, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas, departamento de Loreto
				NIVEL DE INVESTIGACIÓN.	
				DESCRIPTIVO	
				METODO DE INVESTIGACIÓN.	
				OBSERVACIONAL	
					MUESTRA
ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS NULA	DEPENDIENTE	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	La muestra estará representada por los productores y comerciantes, que utilizan la vía de transportes, Picuroyacu-Puerto Gen Gen
¿Cómo influyen los caudales de las aguas precipitadas, en el diseño de las estructuras hidráulicas de la carretera Picuroyacu-Puerto Gen Gen, en la cuenca del río Momon, en el distrito de Punchana provincia de Maynas, departamento de Loreto?	Determinar los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Momon Realizar análisis hidrológico y cartográfico de la zona para caracterizar parámetros indispensables en el cálculo de caudales del tramo vial a intervenir Elaborar las curvas IDF de la zona de estudio por medio de la metodología propuesta por el MTC	Determinar que los parámetros hidráulicos del río Nanay no permiten la navegabilidad y la eficiencia en la operatividad de la marina Turística de Bellavista Nanay, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas,	COMO INFLUYE EN LA TRANSITABILIDAD Y OPERATIVIDAD DEL EMBARCADERO DE LA CARRETERA PICUROYACU-PUERTO GEN GEN. DEL DISTRITO DE PUNCHANA	INVESTIGACION DESCRIPTIVA	
¿En qué medida la utilización de los métodos numéricos de análisis y evaluación de diseño hidráulico permitirá diseñar las estructuras de pase de agua en la operatividad eficiente durante los 365 días del año?	Calcular caudales de diseño por medio del método racional a partir de los resultados de la caracterización hidrológica de la zona y la geometría de la vía Analizar e implementar los resultados del caudal de diseño para evaluar las obras de arte necesarias para la captación, conducción, evacuación y disposición de la escorrentía superficial; a partir de la metodología de Manning y método racional				
¿En qué medida la utilización de los métodos de análisis y evaluación de la hidráulica fluvial permitirá diseñar un embarcadero con una operatividad eficiente durante todo los días del año?	Realizar el modelamiento matemático de las Alcantarillas de las subcuencas y microcuencas de las quebradas que cruzan la carretera Picuroyacu-Gen Gen Picuroyacu-Puerto Gen Gen, en el distrito de Punchana, provincia de Maynas, departamento de Loreto				

ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIA

Ajuste de una serie de datos a la distribución Normal							
Ajuste de una serie de datos a la distribución Normal							

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta		

1	75,0	0,0172	0,0539	0,0538	0,0365		
2	85,0	0,0345	0,0870	0,0869	0,0524		
3	85,0	0,0517	0,0870	0,0869	0,0352		
4	90,0	0,0690	0,1085	0,1083	0,0394		
5	91,0	0,0862	0,1132	0,1131	0,0268		
6	92,0	0,1034	0,1181	0,1179	0,0145		
7	93,0	0,1207	0,1231	0,1229	0,0022		
8	96,0	0,1379	0,1389	0,1388	0,0009		
9	97,0	0,1552	0,1445	0,1444	0,0108		
10	98,0	0,1724	0,1503	0,1501	0,0223		
11	105,0	0,1897	0,1946	0,1945	0,0048		
12	105,0	0,2069	0,1946	0,1945	0,0124		
13	110,0	0,2241	0,2307	0,2306	0,0065		
14	111,0	0,2414	0,2384	0,2383	0,0031		
15	112,0	0,2586	0,2462	0,2460	0,0126		
16	113,0	0,2759	0,2541	0,2540	0,0219		
17	114,0	0,2931	0,2621	0,2620	0,0311		
18	115,0	0,3103	0,2703	0,2702	0,0401		
19	115,0	0,3276	0,2703	0,2702	0,0574		
20	115,0	0,3448	0,2703	0,2702	0,0746		
21	116,0	0,3621	0,2786	0,2785	0,0836		
22	117,0	0,3793	0,2871	0,2869	0,0924		
23	117,0	0,3966	0,2871	0,2869	0,1096		
24	119,0	0,4138	0,3043	0,3041	0,1096		
25	121,0	0,4310	0,3219	0,3218	0,1092		
26	122,0	0,4483	0,3309	0,3308	0,1175		
27	123,0	0,4655	0,3400	0,3399	0,1256		
28	127,0	0,4828	0,3772	0,3771	0,1057		
29	131,0	0,5000	0,4156	0,4155	0,0845		
30	137,0	0,5172	0,4746	0,4745	0,0427		
31	138,0	0,5345	0,4845	0,4845	0,0500		
32	144,0	0,5517	0,5440	0,5440	0,0077		
33	145,0	0,5690	0,5539	0,5539	0,0150		
34	146,0	0,5862	0,5637	0,5638	0,0225		
35	149,0	0,6034	0,5929	0,5930	0,0104		
36	151,0	0,6207	0,6122	0,6122	0,0085		
37	152,0	0,6379	0,6217	0,6217	0,0162		
38	152,0	0,6552	0,6217	0,6217	0,0334		
39	152,0	0,6724	0,6217	0,6217	0,0507		
40	155,0	0,6897	0,6497	0,6498	0,0398		
41	164,0	0,7069	0,7287	0,7288	0,0219		

42	165,0	0,7241	0,7369	0,7370	0,0128		
43	166,0	0,7414	0,7449	0,7451	0,0037		
44	167,0	0,7586	0,7529	0,7530	0,0056		
45	167,0	0,7759	0,7529	0,7530	0,0229		
46	168,0	0,7931	0,7607	0,7608	0,0323		
47	169,0	0,8103	0,7683	0,7685	0,0419		
48	174,0	0,8276	0,8045	0,8047	0,0229		
49	184,0	0,8448	0,8659	0,8660	0,0212		
50	185,0	0,8621	0,8712	0,8713	0,0092		
51	196,0	0,8793	0,9201	0,9203	0,0409		
52	200,0	0,8966	0,9339	0,9340	0,0375		
53	214,0	0,9138	0,9682	0,9682	0,0544		
54	220,0	0,9310	0,9775	0,9775	0,0465		
55	220,0	0,9483	0,9775	0,9775	0,0292		
56	220,0	0,9655	0,9775	0,9775	0,0120		
57	245,0	0,9828	0,9957	0,9957	0,0129		

Ajuste con momentos lineales:							

Como el delta teórico 0,1256, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%							

Parámetros de la distribución normal:							

Con momentos ordinarios:							
Parámetro de localización (Xm)= 139,5614							
Parámetro de escala (S)= 40,1435							
Con momentos lineales:							
Media lineal (Xl)= 139,5614							
Desviación estándar lineal (Sl)= 40,119							
Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:							

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta		

1	75,0	0,0172	0,0539	0,0538	0,0365		
2	85,0	0,0345	0,0870	0,0869	0,0524		
3	85,0	0,0517	0,0870	0,0869	0,0352		
4	90,0	0,0690	0,1085	0,1083	0,0394		
5	91,0	0,0862	0,1132	0,1131	0,0268		
6	92,0	0,1034	0,1181	0,1179	0,0145		
7	93,0	0,1207	0,1231	0,1229	0,0022		
8	96,0	0,1379	0,1389	0,1388	0,0009		
9	97,0	0,1552	0,1445	0,1444	0,0108		
10	98,0	0,1724	0,1503	0,1501	0,0223		
11	105,0	0,1897	0,1946	0,1945	0,0048		
12	105,0	0,2069	0,1946	0,1945	0,0124		
13	110,0	0,2241	0,2307	0,2306	0,0065		
14	111,0	0,2414	0,2384	0,2383	0,0031		

15	112,0	0,2586	0,2462	0,2460	0,0126		
16	113,0	0,2759	0,2541	0,2540	0,0219		
17	114,0	0,2931	0,2621	0,2620	0,0311		
18	115,0	0,3103	0,2703	0,2702	0,0401		
19	115,0	0,3276	0,2703	0,2702	0,0574		
20	115,0	0,3448	0,2703	0,2702	0,0746		
21	116,0	0,3621	0,2786	0,2785	0,0836		
22	117,0	0,3793	0,2871	0,2869	0,0924		
23	117,0	0,3966	0,2871	0,2869	0,1096		
24	119,0	0,4138	0,3043	0,3041	0,1096		
25	121,0	0,4310	0,3219	0,3218	0,1092		
26	122,0	0,4483	0,3309	0,3308	0,1175		
27	123,0	0,4655	0,3400	0,3399	0,1256		
28	127,0	0,4828	0,3772	0,3771	0,1057		
29	131,0	0,5000	0,4156	0,4155	0,0845		
30	137,0	0,5172	0,4746	0,4745	0,0427		
31	138,0	0,5345	0,4845	0,4845	0,0500		
32	144,0	0,5517	0,5440	0,5440	0,0077		
33	145,0	0,5690	0,5539	0,5539	0,0150		
34	146,0	0,5862	0,5637	0,5638	0,0225		
35	149,0	0,6034	0,5929	0,5930	0,0104		
36	151,0	0,6207	0,6122	0,6122	0,0085		
37	152,0	0,6379	0,6217	0,6217	0,0162		
38	152,0	0,6552	0,6217	0,6217	0,0334		
39	152,0	0,6724	0,6217	0,6217	0,0507		
40	155,0	0,6897	0,6497	0,6498	0,0398		
41	164,0	0,7069	0,7287	0,7288	0,0219		
42	165,0	0,7241	0,7369	0,7370	0,0128		
43	166,0	0,7414	0,7449	0,7451	0,0037		
44	167,0	0,7586	0,7529	0,7530	0,0056		
45	167,0	0,7759	0,7529	0,7530	0,0229		
46	168,0	0,7931	0,7607	0,7608	0,0323		
47	169,0	0,8103	0,7683	0,7685	0,0419		
48	174,0	0,8276	0,8045	0,8047	0,0229		
49	184,0	0,8448	0,8659	0,8660	0,0212		
50	185,0	0,8621	0,8712	0,8713	0,0092		
51	196,0	0,8793	0,9201	0,9203	0,0409		
52	200,0	0,8966	0,9339	0,9340	0,0375		
53	214,0	0,9138	0,9682	0,9682	0,0544		
54	220,0	0,9310	0,9775	0,9775	0,0465		
55	220,0	0,9483	0,9775	0,9775	0,0292		
56	220,0	0,9655	0,9775	0,9775	0,0120		
57	245,0	0,9828	0,9957	0,9957	0,0129		

Ajuste con momentos lineales:							

Como el delta teórico 0,1256, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%							

Parámetros de la distribución normal:							

Con momentos ordinarios:						
Parámetro de localización (Xm)= 139,5614						
Parámetro de escala (S)= 40,1435						
Con momentos lineales:						
Media lineal (Xl)= 139,5614						
Desviación estándar lineal (Sl)= 40,119						
Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Normal de 2 parámetros						
Momentos Ordinarios						
Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:						
m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta	
1	75,0	0,0172	0,0195	0,0215	0,0022	
2	85,0	0,0345	0,0526	0,0561	0,0181	
3	85,0	0,0517	0,0526	0,0561	0,0008	
4	90,0	0,0690	0,0781	0,0824	0,0092	
5	91,0	0,0862	0,0840	0,0884	0,0022	
6	92,0	0,1034	0,0902	0,0946	0,0133	
7	93,0	0,1207	0,0966	0,1011	0,0241	
8	96,0	0,1379	0,1173	0,1220	0,0206	
9	97,0	0,1552	0,1247	0,1295	0,0305	
10	98,0	0,1724	0,1323	0,1372	0,0401	
11	105,0	0,1897	0,1920	0,1968	0,0024	
12	105,0	0,2069	0,1920	0,1968	0,0149	
13	110,0	0,2241	0,2403	0,2447	0,0161	
14	111,0	0,2414	0,2504	0,2547	0,0090	
15	112,0	0,2586	0,2606	0,2648	0,0020	
16	113,0	0,2759	0,2710	0,2750	0,0049	
17	114,0	0,2931	0,2814	0,2853	0,0117	
18	115,0	0,3103	0,2920	0,2957	0,0184	
19	115,0	0,3276	0,2920	0,2957	0,0356	
20	115,0	0,3448	0,2920	0,2957	0,0529	
21	116,0	0,3621	0,3026	0,3062	0,0595	
22	117,0	0,3793	0,3133	0,3168	0,0660	
23	117,0	0,3966	0,3133	0,3168	0,0832	
24	119,0	0,4138	0,3350	0,3381	0,0788	
25	121,0	0,4310	0,3568	0,3595	0,0743	
26	122,0	0,4483	0,3677	0,3703	0,0806	
27	123,0	0,4655	0,3787	0,3810	0,0868	
28	127,0	0,4828	0,4226	0,4241	0,0602	
29	131,0	0,5000	0,4660	0,4667	0,0340	
30	137,0	0,5172	0,5294	0,5288	0,0121	
31	138,0	0,5345	0,5396	0,5388	0,0052	
32	144,0	0,5517	0,5989	0,5970	0,0472	
33	145,0	0,5690	0,6084	0,6063	0,0394	
34	146,0	0,5862	0,6177	0,6155	0,0315	
35	149,0	0,6034	0,6450	0,6422	0,0415	
36	151,0	0,6207	0,6624	0,6594	0,0417	

37	152,0	0,6379	0,6709	0,6677	0,0330		
38	152,0	0,6552	0,6709	0,6677	0,0158		
39	152,0	0,6724	0,6709	0,6677	0,0015		
40	155,0	0,6897	0,6956	0,6920	0,0060		
41	164,0	0,7069	0,7618	0,7574	0,0549		
42	165,0	0,7241	0,7685	0,7640	0,0443		
43	166,0	0,7414	0,7749	0,7704	0,0336		
44	167,0	0,7586	0,7813	0,7767	0,0227		
45	167,0	0,7759	0,7813	0,7767	0,0054		
46	168,0	0,7931	0,7875	0,7828	0,0056		
47	169,0	0,8103	0,7935	0,7889	0,0168		
48	174,0	0,8276	0,8218	0,8170	0,0058		
49	184,0	0,8448	0,8688	0,8640	0,0239		
50	185,0	0,8621	0,8728	0,8680	0,0108		
51	196,0	0,8793	0,9107	0,9063	0,0314		
52	200,0	0,8966	0,9217	0,9175	0,0251		
53	214,0	0,9138	0,9512	0,9478	0,0374		
54	220,0	0,9310	0,9604	0,9573	0,0293		
55	220,0	0,9483	0,9604	0,9573	0,0121		
56	220,0	0,9655	0,9604	0,9573	0,0052		
57	245,0	0,9828	0,9837	0,9819	0,0009		

Ajuste con momentos ordinarios:							

Como el delta teórico 0,0868, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%							

Parámetros de la distribución logNormal:							

Con momentos ordinarios:							
Parámetro de escala (μ_y)= 4,8992							
Parámetro de forma (S_y)= 0,2817							
Con momentos lineales:							
Parámetro de escala (μ_l)= 4,8992							
Parámetro de forma (S_l)= 0,2875							
Momentos Lineales							
Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:							

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta		

1	75,0	0,0172	0,0195	0,0215	0,0043		
2	85,0	0,0345	0,0526	0,0561	0,0216		
3	85,0	0,0517	0,0526	0,0561	0,0044		
4	90,0	0,0690	0,0781	0,0824	0,0134		
5	91,0	0,0862	0,0840	0,0884	0,0022		
6	92,0	0,1034	0,0902	0,0946	0,0088		
7	93,0	0,1207	0,0966	0,1011	0,0196		

8	96,0	0,1379	0,1173	0,1220	0,0159		
9	97,0	0,1552	0,1247	0,1295	0,0257		
10	98,0	0,1724	0,1323	0,1372	0,0352		
11	105,0	0,1897	0,1920	0,1968	0,0071		
12	105,0	0,2069	0,1920	0,1968	0,0101		
13	110,0	0,2241	0,2403	0,2447	0,0205		
14	111,0	0,2414	0,2504	0,2547	0,0133		
15	112,0	0,2586	0,2606	0,2648	0,0062		
16	113,0	0,2759	0,2710	0,2750	0,0008		
17	114,0	0,2931	0,2814	0,2853	0,0078		
18	115,0	0,3103	0,2920	0,2957	0,0146		
19	115,0	0,3276	0,2920	0,2957	0,0318		
20	115,0	0,3448	0,2920	0,2957	0,0491		
21	116,0	0,3621	0,3026	0,3062	0,0558		
22	117,0	0,3793	0,3133	0,3168	0,0625		
23	117,0	0,3966	0,3133	0,3168	0,0798		
24	119,0	0,4138	0,3350	0,3381	0,0757		
25	121,0	0,4310	0,3568	0,3595	0,0715		
26	122,0	0,4483	0,3677	0,3703	0,0780		
27	123,0	0,4655	0,3787	0,3810	0,0845		
28	127,0	0,4828	0,4226	0,4241	0,0587		
29	131,0	0,5000	0,4660	0,4667	0,0333		
30	137,0	0,5172	0,5294	0,5288	0,0115		
31	138,0	0,5345	0,5396	0,5388	0,0044		
32	144,0	0,5517	0,5989	0,5970	0,0453		
33	145,0	0,5690	0,6084	0,6063	0,0373		
34	146,0	0,5862	0,6177	0,6155	0,0292		
35	149,0	0,6034	0,6450	0,6422	0,0387		
36	151,0	0,6207	0,6624	0,6594	0,0387		
37	152,0	0,6379	0,6709	0,6677	0,0298		
38	152,0	0,6552	0,6709	0,6677	0,0126		
39	152,0	0,6724	0,6709	0,6677	0,0047		
40	155,0	0,6897	0,6956	0,6920	0,0024		
41	164,0	0,7069	0,7618	0,7574	0,0505		
42	165,0	0,7241	0,7685	0,7640	0,0398		
43	166,0	0,7414	0,7749	0,7704	0,0290		
44	167,0	0,7586	0,7813	0,7767	0,0181		
45	167,0	0,7759	0,7813	0,7767	0,0008		
46	168,0	0,7931	0,7875	0,7828	0,0103		
47	169,0	0,8103	0,7935	0,7889	0,0215		
48	174,0	0,8276	0,8218	0,8170	0,0106		
49	184,0	0,8448	0,8688	0,8640	0,0191		
50	185,0	0,8621	0,8728	0,8680	0,0060		
51	196,0	0,8793	0,9107	0,9063	0,0269		
52	200,0	0,8966	0,9217	0,9175	0,0209		
53	214,0	0,9138	0,9512	0,9478	0,0340		
54	220,0	0,9310	0,9604	0,9573	0,0262		
55	220,0	0,9483	0,9604	0,9573	0,0090		
56	220,0	0,9655	0,9604	0,9573	0,0082		
57	245,0	0,9828	0,9837	0,9819	0,0009		

Ajuste con momentos lineales:					

Como el delta teórico 0,0845, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%					

Parámetros de la distribución logNormal:					

Con momentos ordinarios:					
Parámetro de escala (μ_y)= 4,8992					
Parámetro de forma (S_y)= 0,2817					

Con momentos lineales:					
Parámetro de escala (μ_l)= 4,8992					
Parámetro de forma (S_l)= 0,2875					

Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Normal de 3 parámetros					

Momentos Ordinarios					
Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:					

m	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta

1	75,0	0,0172	-2,1986	0,0140	0,0033
2	85,0	0,0345	-1,6880	0,0457	0,0112
3	85,0	0,0517	-1,6880	0,0457	0,0060
4	90,0	0,0690	-1,4619	0,0719	0,0029
5	91,0	0,0862	-1,4186	0,0780	0,0082
6	92,0	0,1034	-1,3760	0,0844	0,0190
7	93,0	0,1207	-1,3340	0,0911	0,0296
8	96,0	0,1379	-1,2112	0,1129	0,0250
9	97,0	0,1552	-1,1714	0,1207	0,0345
10	98,0	0,1724	-1,1321	0,1288	0,0436
11	105,0	0,1897	-0,8705	0,1920	0,0024
12	105,0	0,2069	-0,8705	0,1920	0,0149
13	110,0	0,2241	-0,6967	0,2430	0,0189
14	111,0	0,2414	-0,6631	0,2536	0,0123
15	112,0	0,2586	-0,6299	0,2644	0,0058
16	113,0	0,2759	-0,5970	0,2753	0,0006
17	114,0	0,2931	-0,5645	0,2862	0,0069
18	115,0	0,3103	-0,5323	0,2972	0,0131
19	115,0	0,3276	-0,5323	0,2972	0,0303
20	115,0	0,3448	-0,5323	0,2972	0,0476
21	116,0	0,3621	-0,5005	0,3084	0,0537
22	117,0	0,3793	-0,4690	0,3195	0,0598
23	117,0	0,3966	-0,4690	0,3195	0,0770
24	119,0	0,4138	-0,4070	0,3420	0,0718
25	121,0	0,4310	-0,3463	0,3646	0,0665
26	122,0	0,4483	-0,3164	0,3759	0,0724
27	123,0	0,4655	-0,2867	0,3872	0,0784
28	127,0	0,4828	-0,1711	0,4321	0,0507

29	131,0	0,5000	-0,0597	0,4762	0,0238		
30	137,0	0,5172	0,1000	0,5398	0,0226		
31	138,0	0,5345	0,1258	0,5501	0,0156		
32	144,0	0,5517	0,2762	0,6088	0,0571		
33	145,0	0,5690	0,3006	0,6181	0,0492		
34	146,0	0,5862	0,3247	0,6273	0,0411		
35	149,0	0,6034	0,3961	0,6540	0,0505		
36	151,0	0,6207	0,4427	0,6710	0,0503		
37	152,0	0,6379	0,4657	0,6793	0,0414		
38	152,0	0,6552	0,4657	0,6793	0,0241		
39	152,0	0,6724	0,4657	0,6793	0,0069		
40	155,0	0,6897	0,5338	0,7033	0,0136		
41	164,0	0,7069	0,7293	0,7671	0,0602		
42	165,0	0,7241	0,7503	0,7735	0,0493		
43	166,0	0,7414	0,7711	0,7797	0,0383		
44	167,0	0,7586	0,7918	0,7858	0,0271		
45	167,0	0,7759	0,7918	0,7858	0,0099		
46	168,0	0,7931	0,8123	0,7917	0,0014		
47	169,0	0,8103	0,8327	0,7975	0,0129		
48	174,0	0,8276	0,9326	0,8245	0,0031		
49	184,0	0,8448	1,1230	0,8693	0,0245		
50	185,0	0,8621	1,1414	0,8732	0,0111		
51	196,0	0,8793	1,3367	0,9093	0,0300		
52	200,0	0,8966	1,4047	0,9199	0,0234		
53	214,0	0,9138	1,6312	0,9486	0,0348		
54	220,0	0,9310	1,7233	0,9576	0,0265		
55	220,0	0,9483	1,7233	0,9576	0,0093		
56	220,0	0,9655	1,7233	0,9576	0,0079		
57	245,0	0,9828	2,0792	0,9812	0,0016		

Ajuste con momentos ordinarios:							

Como el delta teórico 0,0784, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%							

Parámetros de la distribución lognormal:							

Parámetro de posición (xo)= 20,931							
Parámetro de escala (μy)= 4,7209							
Parámetro de forma (Sy)= 0,3323							

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 2 parámetros							

Momentos Ordinarios							
Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:							

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta		

1	75,0	0,0172	0,0272	0,1063	0,0099		

2	85,0	0,0345	0,0608	0,1613	0,0263		
3	85,0	0,0517	0,0608	0,1613	0,0091		
4	90,0	0,0690	0,0851	0,1927	0,0161		
5	91,0	0,0862	0,0906	0,1992	0,0043		
6	92,0	0,1034	0,0963	0,2058	0,0072		
7	93,0	0,1207	0,1022	0,2125	0,0185		
8	96,0	0,1379	0,1212	0,2330	0,0167		
9	97,0	0,1552	0,1280	0,2399	0,0272		
10	98,0	0,1724	0,1350	0,2470	0,0375		
11	105,0	0,1897	0,1893	0,2976	0,0003		
12	105,0	0,2069	0,1893	0,2976	0,0176		
13	110,0	0,2241	0,2335	0,3349	0,0094		
14	111,0	0,2414	0,2428	0,3424	0,0014		
15	112,0	0,2586	0,2523	0,3500	0,0064		
16	113,0	0,2759	0,2618	0,3575	0,0140		
17	114,0	0,2931	0,2715	0,3651	0,0216		
18	115,0	0,3103	0,2813	0,3727	0,0290		
19	115,0	0,3276	0,2813	0,3727	0,0462		
20	115,0	0,3448	0,2813	0,3727	0,0635		
21	116,0	0,3621	0,2913	0,3803	0,0708		
22	117,0	0,3793	0,3013	0,3879	0,0780		
23	117,0	0,3966	0,3013	0,3879	0,0953		
24	119,0	0,4138	0,3216	0,4030	0,0922		
25	121,0	0,4310	0,3422	0,4182	0,0888		
26	122,0	0,4483	0,3526	0,4257	0,0957		
27	123,0	0,4655	0,3631	0,4333	0,1024		
28	127,0	0,4828	0,4053	0,4632	0,0775		
29	131,0	0,5000	0,4477	0,4928	0,0523		
30	137,0	0,5172	0,5107	0,5360	0,0065		
31	138,0	0,5345	0,5210	0,5430	0,0134		
32	144,0	0,5517	0,5815	0,5843	0,0298		
33	145,0	0,5690	0,5913	0,5910	0,0223		
34	146,0	0,5862	0,6010	0,5976	0,0147		
35	149,0	0,6034	0,6293	0,6172	0,0259		
36	151,0	0,6207	0,6477	0,6299	0,0270		
37	152,0	0,6379	0,6566	0,6362	0,0187		
38	152,0	0,6552	0,6566	0,6362	0,0015		
39	152,0	0,6724	0,6566	0,6362	0,0158		
40	155,0	0,6897	0,6828	0,6546	0,0068		
41	164,0	0,7069	0,7540	0,7063	0,0471		
42	165,0	0,7241	0,7612	0,7118	0,0370		
43	166,0	0,7414	0,7682	0,7171	0,0269		
44	167,0	0,7586	0,7751	0,7224	0,0165		
45	167,0	0,7759	0,7751	0,7224	0,0007		
46	168,0	0,7931	0,7819	0,7276	0,0112		
47	169,0	0,8103	0,7885	0,7327	0,0218		
48	174,0	0,8276	0,8195	0,7573	0,0081		
49	184,0	0,8448	0,8710	0,8015	0,0262		
50	185,0	0,8621	0,8755	0,8056	0,0134		
51	196,0	0,8793	0,9166	0,8460	0,0373		
52	200,0	0,8966	0,9284	0,8589	0,0319		
53	214,0	0,9138	0,9592	0,8971	0,0454		
54	220,0	0,9310	0,9684	0,9106	0,0373		

55	220,0	0,9483	0,9684	0,9106	0,0201		
56	220,0	0,9655	0,9684	0,9106	0,0028		
57	245,0	0,9828	0,9898	0,9515	0,0070		

Ajuste con momentos ordinarios:							

Como el delta teórico 0,1024, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%							

Los 2 parámetros de la distribución Gamma:							

Con momentos ordinarios:							
Parámetro de forma (gamma)= 12,8915							
Parámetro de escala (beta)= 10,8258							
Con momentos lineales:							
Parámetro de forma (gammal)= 6,0813							
Parámetro de escala (betal)= 22,9492							
Momentos Lineales							
Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:							

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta		

1	75,0	0,0172	0,0272	0,1063	0,0891		
2	85,0	0,0345	0,0608	0,1613	0,1269		
3	85,0	0,0517	0,0608	0,1613	0,1096		
4	90,0	0,0690	0,0851	0,1927	0,1237		
5	91,0	0,0862	0,0906	0,1992	0,1130		
6	92,0	0,1034	0,0963	0,2058	0,1024		
7	93,0	0,1207	0,1022	0,2125	0,0918		
8	96,0	0,1379	0,1212	0,2330	0,0950		
9	97,0	0,1552	0,1280	0,2399	0,0848		
10	98,0	0,1724	0,1350	0,2470	0,0746		
11	105,0	0,1897	0,1893	0,2976	0,1079		
12	105,0	0,2069	0,1893	0,2976	0,0907		
13	110,0	0,2241	0,2335	0,3349	0,1108		
14	111,0	0,2414	0,2428	0,3424	0,1011		
15	112,0	0,2586	0,2523	0,3500	0,0914		
16	113,0	0,2759	0,2618	0,3575	0,0817		
17	114,0	0,2931	0,2715	0,3651	0,0720		
18	115,0	0,3103	0,2813	0,3727	0,0624		
19	115,0	0,3276	0,2813	0,3727	0,0451		
20	115,0	0,3448	0,2813	0,3727	0,0279		
21	116,0	0,3621	0,2913	0,3803	0,0182		
22	117,0	0,3793	0,3013	0,3879	0,0086		
23	117,0	0,3966	0,3013	0,3879	0,0087		
24	119,0	0,4138	0,3216	0,4030	0,0108		
25	121,0	0,4310	0,3422	0,4182	0,0129		

26	122,0	0,4483	0,3526	0,4257	0,0225		
27	123,0	0,4655	0,3631	0,4333	0,0323		
28	127,0	0,4828	0,4053	0,4632	0,0195		
29	131,0	0,5000	0,4477	0,4928	0,0072		
30	137,0	0,5172	0,5107	0,5360	0,0187		
31	138,0	0,5345	0,5210	0,5430	0,0086		
32	144,0	0,5517	0,5815	0,5843	0,0326		
33	145,0	0,5690	0,5913	0,5910	0,0220		
34	146,0	0,5862	0,6010	0,5976	0,0114		
35	149,0	0,6034	0,6293	0,6172	0,0137		
36	151,0	0,6207	0,6477	0,6299	0,0092		
37	152,0	0,6379	0,6566	0,6362	0,0017		
38	152,0	0,6552	0,6566	0,6362	0,0190		
39	152,0	0,6724	0,6566	0,6362	0,0362		
40	155,0	0,6897	0,6828	0,6546	0,0350		
41	164,0	0,7069	0,7540	0,7063	0,0006		
42	165,0	0,7241	0,7612	0,7118	0,0124		
43	166,0	0,7414	0,7682	0,7171	0,0243		
44	167,0	0,7586	0,7751	0,7224	0,0363		
45	167,0	0,7759	0,7751	0,7224	0,0535		
46	168,0	0,7931	0,7819	0,7276	0,0655		
47	169,0	0,8103	0,7885	0,7327	0,0776		
48	174,0	0,8276	0,8195	0,7573	0,0703		
49	184,0	0,8448	0,8710	0,8015	0,0433		
50	185,0	0,8621	0,8755	0,8056	0,0565		
51	196,0	0,8793	0,9166	0,8460	0,0333		
52	200,0	0,8966	0,9284	0,8589	0,0377		
53	214,0	0,9138	0,9592	0,8971	0,0166		
54	220,0	0,9310	0,9684	0,9106	0,0204		
55	220,0	0,9483	0,9684	0,9106	0,0377		
56	220,0	0,9655	0,9684	0,9106	0,0549		
57	245,0	0,9828	0,9898	0,9515	0,0312		

Ajuste con momentos lineales:							

Como el delta teórico 0,1269, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%							

Los 2 parámetros de la distribución Gamma:							

Con momentos ordinarios:							
Parámetro de forma (gamma)= 12,8915							
Parámetro de escala (beta)= 10,8258							
Con momentos lineales:							
Parámetro de forma (gamma)= 6,0813							
Parámetro de escala (beta)= 22,9492							

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gamma de 3 parámetros						
Momentos Ordinarios						
Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:						
m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta	
1	75,0	0,0172	0,0267	0,0156	0,0095	
2	85,0	0,0345	0,0628	0,0531	0,0283	
3	85,0	0,0517	0,0628	0,0531	0,0111	
4	90,0	0,0690	0,0888	0,0823	0,0199	
5	91,0	0,0862	0,0947	0,0890	0,0085	
6	92,0	0,1034	0,1008	0,0959	0,0026	
7	93,0	0,1207	0,1071	0,1030	0,0136	
8	96,0	0,1379	0,1273	0,1260	0,0106	
9	97,0	0,1552	0,1345	0,1341	0,0207	
10	98,0	0,1724	0,1418	0,1424	0,0306	
11	105,0	0,1897	0,1987	0,2061	0,0090	
12	105,0	0,2069	0,1987	0,2061	0,0082	
13	110,0	0,2241	0,2442	0,2560	0,0200	
14	111,0	0,2414	0,2537	0,2663	0,0123	
15	112,0	0,2586	0,2633	0,2767	0,0047	
16	113,0	0,2759	0,2730	0,2871	0,0028	
17	114,0	0,2931	0,2829	0,2976	0,0102	
18	115,0	0,3103	0,2928	0,3082	0,0175	
19	115,0	0,3276	0,2928	0,3082	0,0348	
20	115,0	0,3448	0,2928	0,3082	0,0520	
21	116,0	0,3621	0,3028	0,3188	0,0592	
22	117,0	0,3793	0,3129	0,3295	0,0664	
23	117,0	0,3966	0,3129	0,3295	0,0836	
24	119,0	0,4138	0,3333	0,3509	0,0805	
25	121,0	0,4310	0,3539	0,3723	0,0771	
26	122,0	0,4483	0,3643	0,3830	0,0840	
27	123,0	0,4655	0,3747	0,3937	0,0908	
28	127,0	0,4828	0,4164	0,4361	0,0664	
29	131,0	0,5000	0,4580	0,4778	0,0420	
30	137,0	0,5172	0,5193	0,5380	0,0021	
31	138,0	0,5345	0,5293	0,5477	0,0052	
32	144,0	0,5517	0,5876	0,6037	0,0359	
33	145,0	0,5690	0,5970	0,6126	0,0280	
34	146,0	0,5862	0,6063	0,6214	0,0201	
35	149,0	0,6034	0,6335	0,6471	0,0300	
36	151,0	0,6207	0,6510	0,6636	0,0303	
37	152,0	0,6379	0,6596	0,6716	0,0216	
38	152,0	0,6552	0,6596	0,6716	0,0044	
39	152,0	0,6724	0,6596	0,6716	0,0128	
40	155,0	0,6897	0,6846	0,6950	0,0051	
41	164,0	0,7069	0,7525	0,7578	0,0456	
42	165,0	0,7241	0,7593	0,7642	0,0352	
43	166,0	0,7414	0,7661	0,7704	0,0247	
44	167,0	0,7586	0,7727	0,7765	0,0141	

45	167,0	0,7759	0,7727	0,7765	0,0032		
46	168,0	0,7931	0,7791	0,7824	0,0140		
47	169,0	0,8103	0,7855	0,7883	0,0249		
48	174,0	0,8276	0,8151	0,8156	0,0125		
49	184,0	0,8448	0,8649	0,8616	0,0201		
50	185,0	0,8621	0,8692	0,8656	0,0072		
51	196,0	0,8793	0,9097	0,9036	0,0304		
52	200,0	0,8966	0,9216	0,9149	0,0250		
53	214,0	0,9138	0,9530	0,9456	0,0392		
54	220,0	0,9310	0,9627	0,9554	0,0316		
55	220,0	0,9483	0,9627	0,9554	0,0144		
56	220,0	0,9655	0,9627	0,9554	0,0029		
57	245,0	0,9828	0,9864	0,9811	0,0037		

Ajuste con momentos ordinarios:							

Como el delta teórico 0,09084, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%							

Los 3 parámetros de la distribución Gamma:							

Con momentos ordinarios:							
Parámetro de localización (Xo)= 20,3461							
Parámetro de forma (gamma)= 8,8193							
Parámetro de escala (beta)= 13,5176							

Con momentos lineales:							
Parámetro de localización (Xol)= 51,9886							
Parámetro de forma (gamma)= 4,5082							
Parámetro de escala (beta)= 19,4252							

Momentos Lineales							

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:							

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta		

1	75,0	0,0172	0,0267	0,0156	0,0016		
2	85,0	0,0345	0,0628	0,0531	0,0186		
3	85,0	0,0517	0,0628	0,0531	0,0014		
4	90,0	0,0690	0,0888	0,0823	0,0133		
5	91,0	0,0862	0,0947	0,0890	0,0027		
6	92,0	0,1034	0,1008	0,0959	0,0076		
7	93,0	0,1207	0,1071	0,1030	0,0177		
8	96,0	0,1379	0,1273	0,1260	0,0120		
9	97,0	0,1552	0,1345	0,1341	0,0211		
10	98,0	0,1724	0,1418	0,1424	0,0300		
11	105,0	0,1897	0,1987	0,2061	0,0164		
12	105,0	0,2069	0,1987	0,2061	0,0008		

13	110,0	0,2241	0,2442	0,2560	0,0319		
14	111,0	0,2414	0,2537	0,2663	0,0249		
15	112,0	0,2586	0,2633	0,2767	0,0181		
16	113,0	0,2759	0,2730	0,2871	0,0113		
17	114,0	0,2931	0,2829	0,2976	0,0045		
18	115,0	0,3103	0,2928	0,3082	0,0021		
19	115,0	0,3276	0,2928	0,3082	0,0194		
20	115,0	0,3448	0,2928	0,3082	0,0366		
21	116,0	0,3621	0,3028	0,3188	0,0432		
22	117,0	0,3793	0,3129	0,3295	0,0498		
23	117,0	0,3966	0,3129	0,3295	0,0671		
24	119,0	0,4138	0,3333	0,3509	0,0629		
25	121,0	0,4310	0,3539	0,3723	0,0588		
26	122,0	0,4483	0,3643	0,3830	0,0653		
27	123,0	0,4655	0,3747	0,3937	0,0719		
28	127,0	0,4828	0,4164	0,4361	0,0466		
29	131,0	0,5000	0,4580	0,4778	0,0222		
30	137,0	0,5172	0,5193	0,5380	0,0208		
31	138,0	0,5345	0,5293	0,5477	0,0132		
32	144,0	0,5517	0,5876	0,6037	0,0520		
33	145,0	0,5690	0,5970	0,6126	0,0437		
34	146,0	0,5862	0,6063	0,6214	0,0352		
35	149,0	0,6034	0,6335	0,6471	0,0437		
36	151,0	0,6207	0,6510	0,6636	0,0429		
37	152,0	0,6379	0,6596	0,6716	0,0337		
38	152,0	0,6552	0,6596	0,6716	0,0164		
39	152,0	0,6724	0,6596	0,6716	0,0008		
40	155,0	0,6897	0,6846	0,6950	0,0053		
41	164,0	0,7069	0,7525	0,7578	0,0510		
42	165,0	0,7241	0,7593	0,7642	0,0400		
43	166,0	0,7414	0,7661	0,7704	0,0290		
44	167,0	0,7586	0,7727	0,7765	0,0178		
45	167,0	0,7759	0,7727	0,7765	0,0006		
46	168,0	0,7931	0,7791	0,7824	0,0107		
47	169,0	0,8103	0,7855	0,7883	0,0221		
48	174,0	0,8276	0,8151	0,8156	0,0120		
49	184,0	0,8448	0,8649	0,8616	0,0167		
50	185,0	0,8621	0,8692	0,8656	0,0035		
51	196,0	0,8793	0,9097	0,9036	0,0243		
52	200,0	0,8966	0,9216	0,9149	0,0183		
53	214,0	0,9138	0,9530	0,9456	0,0319		
54	220,0	0,9310	0,9627	0,9554	0,0244		
55	220,0	0,9483	0,9627	0,9554	0,0071		
56	220,0	0,9655	0,9627	0,9554	0,0101		
57	245,0	0,9828	0,9864	0,9811	0,0016		

Ajuste con momentos lineales:							

Como el delta teórico 0,07185, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%							

Los 3 parámetros de la distribución Gamma:					

Con momentos ordinarios:					
Parámetro de localización (Xo)= 20,3461					
Parámetro de forma (gamma)= 8,8193					
Parámetro de escala (beta)= 13,5176					
Con momentos lineales:					
Parámetro de localización (Xol)= 51,9886					
Parámetro de forma (gammal)= 4,5082					
Parámetro de escala (betal)= 19,4252					
Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel					
Momentos lineales					
Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:					

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta

1	75,0	0,0172	0,0121	0,0173	0,0001
2	85,0	0,0345	0,0404	0,0505	0,0161
3	85,0	0,0517	0,0404	0,0505	0,0012
4	90,0	0,0690	0,0649	0,0772	0,0082
5	91,0	0,0862	0,0707	0,0834	0,0028
6	92,0	0,1034	0,0768	0,0899	0,0136
7	93,0	0,1207	0,0833	0,0967	0,0240
8	96,0	0,1379	0,1045	0,1187	0,0193
9	97,0	0,1552	0,1122	0,1266	0,0286
10	98,0	0,1724	0,1202	0,1347	0,0377
11	105,0	0,1897	0,1838	0,1983	0,0086
12	105,0	0,2069	0,1838	0,1983	0,0086
13	110,0	0,2241	0,2360	0,2495	0,0254
14	111,0	0,2414	0,2470	0,2602	0,0188
15	112,0	0,2586	0,2581	0,2710	0,0123
16	113,0	0,2759	0,2693	0,2818	0,0060
17	114,0	0,2931	0,2807	0,2928	0,0003
18	115,0	0,3103	0,2921	0,3039	0,0065
19	115,0	0,3276	0,2921	0,3039	0,0237
20	115,0	0,3448	0,2921	0,3039	0,0410
21	116,0	0,3621	0,3036	0,3150	0,0471
22	117,0	0,3793	0,3152	0,3261	0,0532
23	117,0	0,3966	0,3152	0,3261	0,0704
24	119,0	0,4138	0,3386	0,3486	0,0652
25	121,0	0,4310	0,3621	0,3711	0,0599
26	122,0	0,4483	0,3738	0,3824	0,0659
27	123,0	0,4655	0,3856	0,3936	0,0719
28	127,0	0,4828	0,4323	0,4383	0,0445
29	131,0	0,5000	0,4780	0,4820	0,0180
30	137,0	0,5172	0,5437	0,5448	0,0276
31	138,0	0,5345	0,5542	0,5549	0,0204
32	144,0	0,5517	0,6143	0,6126	0,0608

33	145,0	0,5690	0,6238	0,6217	0,0527		
34	146,0	0,5862	0,6331	0,6307	0,0445		
35	149,0	0,6034	0,6601	0,6567	0,0533		
36	151,0	0,6207	0,6773	0,6733	0,0526		
37	152,0	0,6379	0,6857	0,6814	0,0435		
38	152,0	0,6552	0,6857	0,6814	0,0262		
39	152,0	0,6724	0,6857	0,6814	0,0090		
40	155,0	0,6897	0,7097	0,7047	0,0151		
41	164,0	0,7069	0,7732	0,7667	0,0598		
42	165,0	0,7241	0,7795	0,7729	0,0487		
43	166,0	0,7414	0,7856	0,7789	0,0375		
44	167,0	0,7586	0,7916	0,7848	0,0262		
45	167,0	0,7759	0,7916	0,7848	0,0089		
46	168,0	0,7931	0,7975	0,7906	0,0025		
47	169,0	0,8103	0,8032	0,7962	0,0142		
48	174,0	0,8276	0,8296	0,8224	0,0052		
49	184,0	0,8448	0,8731	0,8659	0,0211		
50	185,0	0,8621	0,8768	0,8697	0,0076		
51	196,0	0,8793	0,9116	0,9051	0,0258		
52	200,0	0,8966	0,9218	0,9156	0,0190		
53	214,0	0,9138	0,9493	0,9442	0,0304		
54	220,0	0,9310	0,9579	0,9533	0,0223		
55	220,0	0,9483	0,9579	0,9533	0,0050		
56	220,0	0,9655	0,9579	0,9533	0,0122		
57	245,0	0,9828	0,9809	0,9780	0,0047		

Ajuste con momentos lineales:							

Como el delta teórico 0,0719, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%							

Parámetros de la distribución Gumbel:							

Con momentos ordinarios:							
Parámetro de posición (μ)= 121,4947							
Parámetro de escala (alfa)= 31,2998							

Con momentos lineales:							
Parámetro de posición (μ)= 120,7124							
Parámetro de escala (alfa)= 32,655							

Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Gumbel o distribución de Fréchet							

Momentos Ordinarios							

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:							

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta		

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta		
1	75,0	0,0172	0,0004	0,0012	0,0169		
2	85,0	0,0345	0,0113	0,0192	0,0232		
3	85,0	0,0517	0,0113	0,0192	0,0405		
4	90,0	0,0690	0,0315	0,0453	0,0375		
5	91,0	0,0862	0,0373	0,0522	0,0489		
6	92,0	0,1034	0,0437	0,0598	0,0597		
7	93,0	0,1207	0,0508	0,0679	0,0699		
8	96,0	0,1379	0,0759	0,0955	0,0620		
9	97,0	0,1552	0,0855	0,1057	0,0697		
10	98,0	0,1724	0,0956	0,1164	0,0768		
11	105,0	0,1897	0,1800	0,2016	0,0096		
12	105,0	0,2069	0,1800	0,2016	0,0269		
13	110,0	0,2241	0,2497	0,2691	0,0256		
14	111,0	0,2414	0,2641	0,2828	0,0227		
15	112,0	0,2586	0,2785	0,2966	0,0199		
16	113,0	0,2759	0,2930	0,3103	0,0172		
17	114,0	0,2931	0,3075	0,3240	0,0144		
18	115,0	0,3103	0,3220	0,3377	0,0116		
19	115,0	0,3276	0,3220	0,3377	0,0056		
20	115,0	0,3448	0,3220	0,3377	0,0229		
21	116,0	0,3621	0,3364	0,3513	0,0257		
22	117,0	0,3793	0,3507	0,3648	0,0286		
23	117,0	0,3966	0,3507	0,3648	0,0458		
24	119,0	0,4138	0,3791	0,3914	0,0347		
25	121,0	0,4310	0,4069	0,4175	0,0241		
26	122,0	0,4483	0,4206	0,4303	0,0277		
27	123,0	0,4655	0,4341	0,4429	0,0314		
28	127,0	0,4828	0,4861	0,4915	0,0034		
29	131,0	0,5000	0,5345	0,5368	0,0345		
30	137,0	0,5172	0,6000	0,5982	0,0828		
31	138,0	0,5345	0,6101	0,6077	0,0756		
32	144,0	0,5517	0,6655	0,6602	0,1138		
33	145,0	0,5690	0,6740	0,6682	0,1050		
34	146,0	0,5862	0,6822	0,6761	0,0960		
35	149,0	0,6034	0,7057	0,6985	0,1023		
36	151,0	0,6207	0,7203	0,7125	0,0997		
37	152,0	0,6379	0,7274	0,7192	0,0894		
38	152,0	0,6552	0,7274	0,7192	0,0722		
39	152,0	0,6724	0,7274	0,7192	0,0550		
40	155,0	0,6897	0,7474	0,7385	0,0577		
41	164,0	0,7069	0,7983	0,7881	0,0914		
42	165,0	0,7241	0,8033	0,7929	0,0791		
43	166,0	0,7414	0,8080	0,7976	0,0667		
44	167,0	0,7586	0,8127	0,8022	0,0541		
45	167,0	0,7759	0,8127	0,8022	0,0368		
46	168,0	0,7931	0,8172	0,8066	0,0241		
47	169,0	0,8103	0,8216	0,8110	0,0113		
48	174,0	0,8276	0,8420	0,8311	0,0144		
49	184,0	0,8448	0,8751	0,8645	0,0303		
50	185,0	0,8621	0,8780	0,8673	0,0159		

51	196,0	0,8793	0,9048	0,8948	0,0255		
52	200,0	0,8966	0,9128	0,9030	0,0162		
53	214,0	0,9138	0,9351	0,9265	0,0213		
54	220,0	0,9310	0,9426	0,9344	0,0115		
55	220,0	0,9483	0,9426	0,9344	0,0057		
56	220,0	0,9655	0,9426	0,9344	0,0229		
57	245,0	0,9828	0,9644	0,9581	0,0183		

Ajuste con momentos ordinarios:							

Como el delta teórico 0,1138, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%							

Parámetros de la distribución logGumbel:							

Con momentos ordinarios:							
Parámetro de posición (μ)= 4,7724							
Parámetro de escala (alfa)= 0,2197							

Con momentos lineales:							
Parámetro de posición (μ_l)= 4,7642							
Parámetro de escala (alfal)= 0,234							

Momentos lineales							

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:							

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta		

1	75,0	0,0172	0,0004	0,0012	0,0161		
2	85,0	0,0345	0,0113	0,0192	0,0152		
3	85,0	0,0517	0,0113	0,0192	0,0325		
4	90,0	0,0690	0,0315	0,0453	0,0237		
5	91,0	0,0862	0,0373	0,0522	0,0340		
6	92,0	0,1034	0,0437	0,0598	0,0437		
7	93,0	0,1207	0,0508	0,0679	0,0528		
8	96,0	0,1379	0,0759	0,0955	0,0424		
9	97,0	0,1552	0,0855	0,1057	0,0495		
10	98,0	0,1724	0,0956	0,1164	0,0560		
11	105,0	0,1897	0,1800	0,2016	0,0119		
12	105,0	0,2069	0,1800	0,2016	0,0053		
13	110,0	0,2241	0,2497	0,2691	0,0449		
14	111,0	0,2414	0,2641	0,2828	0,0414		
15	112,0	0,2586	0,2785	0,2966	0,0380		
16	113,0	0,2759	0,2930	0,3103	0,0345		
17	114,0	0,2931	0,3075	0,3240	0,0309		
18	115,0	0,3103	0,3220	0,3377	0,0273		
19	115,0	0,3276	0,3220	0,3377	0,0101		
20	115,0	0,3448	0,3220	0,3377	0,0071		

21	116,0	0,3621	0,3364	0,3513	0,0108		
22	117,0	0,3793	0,3507	0,3648	0,0145		
23	117,0	0,3966	0,3507	0,3648	0,0318		
24	119,0	0,4138	0,3791	0,3914	0,0224		
25	121,0	0,4310	0,4069	0,4175	0,0136		
26	122,0	0,4483	0,4206	0,4303	0,0180		
27	123,0	0,4655	0,4341	0,4429	0,0226		
28	127,0	0,4828	0,4861	0,4915	0,0087		
29	131,0	0,5000	0,5345	0,5368	0,0368		
30	137,0	0,5172	0,6000	0,5982	0,0810		
31	138,0	0,5345	0,6101	0,6077	0,0732		
32	144,0	0,5517	0,6655	0,6602	0,1085		
33	145,0	0,5690	0,6740	0,6682	0,0993		
34	146,0	0,5862	0,6822	0,6761	0,0899		
35	149,0	0,6034	0,7057	0,6985	0,0950		
36	151,0	0,6207	0,7203	0,7125	0,0918		
37	152,0	0,6379	0,7274	0,7192	0,0813		
38	152,0	0,6552	0,7274	0,7192	0,0641		
39	152,0	0,6724	0,7274	0,7192	0,0468		
40	155,0	0,6897	0,7474	0,7385	0,0488		
41	164,0	0,7069	0,7983	0,7881	0,0812		
42	165,0	0,7241	0,8033	0,7929	0,0688		
43	166,0	0,7414	0,8080	0,7976	0,0562		
44	167,0	0,7586	0,8127	0,8022	0,0436		
45	167,0	0,7759	0,8127	0,8022	0,0263		
46	168,0	0,7931	0,8172	0,8066	0,0135		
47	169,0	0,8103	0,8216	0,8110	0,0007		
48	174,0	0,8276	0,8420	0,8311	0,0036		
49	184,0	0,8448	0,8751	0,8645	0,0196		
50	185,0	0,8621	0,8780	0,8673	0,0053		
51	196,0	0,8793	0,9048	0,8948	0,0155		
52	200,0	0,8966	0,9128	0,9030	0,0065		
53	214,0	0,9138	0,9351	0,9265	0,0127		
54	220,0	0,9310	0,9426	0,9344	0,0033		
55	220,0	0,9483	0,9426	0,9344	0,0139		
56	220,0	0,9655	0,9426	0,9344	0,0311		
57	245,0	0,9828	0,9644	0,9581	0,0247		

Ajuste con momentos lineales:							

Como el delta teórico 0,1085, es menor que el delta tabular 0,1801. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%							

Parámetros de la distribución logGumbel:							

Con momentos ordinarios:							
Parámetro de posición (μ)= 4,7724							
Parámetro de escala (alfa)= 0,2197							
Con momentos lineales:							
Parámetro de posición (μ)= 4,7642							
Parámetro de escala (alfal)= 0,234							