

CAPÍTULO I
GENERALIDADES

1.1. PROBLEMA

1.1.1. Planteamiento del problema

La comunidad de San Mateo hidrológicamente se caracteriza por el escurrimiento de las aguas pluviales desde este a oeste, formando distintas quebradas que cruzan la vía principal de la comunidad y finalizan desembocando en el río Guadalquivir.

Durante la pavimentación de la carretera principal de la comunidad, las autoridades e ingenieros encargados del proyecto minimizaron la importancia de un eficiente drenaje pluvial para las cuatro quebradas que cruzan la carretera, por lo que actualmente tres de ellas cuentan con una obra de drenaje (badén) que no cumple adecuadamente con la evacuación del agua de lluvia, y la cuarta quebrada no cuenta con ninguna estructura de drenaje.

En temporada de lluvias, específicamente cuando se genera una precipitación considerable. La carencia de obras de drenaje pluvial eficientes que se adecuen a la necesidad social e hidrológica, y los grandes caudales que escurren por las quebradas que cruzan la carretera, impiden la normal circulación peatonal y vehicular, por lo que comunarios y demás transeúntes deben esperar que los caudales disminuyan para seguir transitando, lo cual les ocasiona grandes perjuicios laborales y pérdidas económicas. En algunos casos, el tiempo de espera a la disminución de caudales provoca desesperación entre los comunarios y transeúntes, que toman coraje para cruzar las quebradas, provocando daño a motorizados y exponiendo peligro al ser humano.

Las quebradas al cruzar la carretera principal de la comunidad, también provocan el contacto del agua con el pavimento (origina la erosión hídrica de la estructura que a su vez genera huecos de extensos perímetros) y la acumulación de sedimentos dentro de la calzada (disminuye el ancho o espacio para la circulación vehicular). Estas situaciones reducen la vida útil del pavimento, y generan el malestar del tránsito vehicular (principalmente del servicio de transporte público) por la tardía reparación y limpieza. Además, que tal reparación y limpieza provoca periódicas inversiones públicas por parte del Gobierno Autónomo Municipal de Cercado y la ciudad de Tarija.

El progresivo crecimiento de pobladores y residencias, en conjunto a la actual situación del drenaje pluvial de la comunidad, aumenta la probabilidad de graves accidentes de tráfico peatonal y vehicular. Dando un indicio más de la magnitud del problema.

1.1.2. Formulación

¿La incidencia de un nuevo y eficiente drenaje pluvial para las quebradas (El coco, Pucó, Los Palos y Los chañares) que cruzan la vía principal de la comunidad de San Mateo, dará fin a los peligros y perjuicios que sufren las personas, y a los daños que sufren los motorizados y la estructura vial?

1.1.3. Sistematización

- ¿Cuál es la magnitud de los caudales que escurren por las quebradas de la comunidad?
- ¿Cuándo una obra de drenaje se considera eficiente?
- ¿Qué factores condicionan el diseño hidráulico de las obras de drenaje?
- ¿Podrán ser aplicadas al contexto, en especial debido a la topografía del terreno, las recomendaciones y condiciones propuestas por normativas y manuales para diseño hidráulico y estructural?
- ¿Qué obra de drenaje puede adecuarse a la topografía del terreno sin disminuir su eficiencia hidráulica?
- ¿La zona de estudio necesitará el diseño y emplazamiento de obras complementarias que cooperen con las obras de drenaje?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo general

Diseñar el drenaje superficial de las cuatro quebradas pluviales que interceptan la carretera principal de la comunidad de San Mateo, aplicando normas y manuales vigentes, para mantener la vida útil de la carretera y mejorar las condiciones de transporte actuales.

1.2.2. Objetivos específicos

- Estimar modelos matemáticos de intensidad, analizando la información registrada por las estaciones meteorológicas Campus universitario UAJMS y El Tejar.
- Efectuar un análisis comparativo de métodos de estimación de coeficiente de escorrentía (C).
- Evaluar y seleccionar el tipo de obra de drenaje para el terreno correspondiente.
- Evaluar la necesidad y el tipo de obras complementarias.
- Realizar el diseño más óptimo considerando los aspectos técnico-económico.
- Aplicar el software HY8 para el diseño hidráulico de alcantarillas.

1.3. JUSTIFICACIÓN

1.3.1. Justificación académica

El presente proyecto pretende aplicar los conocimientos referidos a hidrología e hidráulica, además de los conocimientos adquiridos del estudio de manuales y normas nacionales e internacionales, referidas al diseño de obras de drenaje y obras complementarias, de manera que se ajusten de la mejor forma a la zona de estudio, como también los conocimientos para identificar las características que debe de tener toda obra de drenaje, para su correcto funcionamiento.

1.3.2. Justificación técnica

El proyecto colabora en comprender como se puede combinar el diseño y emplazamiento de obras hidráulicas que no son consideradas específicamente como obras hidráulicas de drenaje (diques de retención de sedimentos, caídas verticales, etc.), y como en conjunto, estas pueden sobreponerse a las distintas dificultades topográficas del terreno y lograr la eficiente evacuación de las aguas pluviales.

También, la estimación de modelos matemáticos (Sherman y Bernard), analizando la información pluviográfica registrada por las estaciones meteorológicas Campus universitario UAJMS y El Tejar, permitirá a la ciudad de Tarija, contar con una ecuación de estimación de intensidad de lluvia con los datos más actuales hasta la fecha y poder realizar una comparación de resultados con ecuaciones ya estimadas anteriormente, además que el proyecto aportará ecuaciones de corta y larga duración que permiten obtener valores con mayor precisión.

1.3.3. Justificación práctica

El diseño de un nuevo y eficiente drenaje pluvial para la comunidad de San Mateo se considera fundamental, principalmente porque dará fin a la exposición del ser humano al peligro de ser arrastrado y lastimado por cruzar las quebradas cuando escurren caudales de gran magnitud.

También es importante el diseño para evitar el impedimento temporal de circulación de tráfico vehicular, ciclístico y peatonal, ya que la carretera principal es la única vía de transporte que conecta la ciudad de Tarija con la comunidad. Por lo que se extinguirán los perjuicios laborales y las pérdidas económicas de los comunarios que se dedican

principalmente a la producción agrícola y dependen de cortos periodos de tiempo para comercializar sus verduras y hortalizas en el Mercado Campesino de la ciudad de Tarija.

Es importante nombrar que igual se dará fin al daño que padecían los motorizados, se prevendrá el aumento de destrucción de la calzada y mayores montos de inversiones públicas en limpieza y reparación.

Las autoridades de la comunidad de San Mateo presentan la carta solicitud (ver anexo A), solicitando la realización del presente diseño.

1.4. MARCO DE REFERENCIA

1.4.1. Marco teórico

Drenaje transversal en carreteras

El drenaje transversal de una carretera tiene como objetivo evacuar adecuadamente el agua superficial que intercepta su infraestructura, la cual discurre por cauces naturales o artificiales, en forma permanente o transitoria, a fin de garantizar su estabilidad y permanencia. El elemento básico del drenaje transversal se denomina alcantarilla. (Ministerio de transporte y comunicaciones, 2008, pág. 68)

El diseño hidráulico de una obra de drenaje transversal pretende determinar la sección hidráulica más adecuada que permita el paso libre del flujo líquido y flujo sólido que eventualmente transportan los cursos naturales y conducirlos adecuadamente por bajo la plataforma de la carretera, sin causar daño a la infraestructura, al tráfico y a la propiedad adyacente.

Premisas para el estudio:

- a) Características topográficas. – Para el caso de obras de cruce menores (alcantarillas), el levantamiento topográfico realizado para la carretera, deberá cubrir aquellos sectores donde se emplazarán dichas obras, de tal manera que permita definir el perfil longitudinal del cauce, aguas arriba y aguas abajo de la sección de cruce.
- b) Estudio de cuencas hidrográficas. – Se refiere a la identificación de las cuencas hidrográficas que interceptan el alineamiento de la carretera, con el objetivo de establecer los caudales de diseño y efectos de las crecidas. Se deberá indicar la superficie, pendiente y longitud del cauce principal, forma, relieve, tipo de cobertura

vegetal, calidad y uso de suelos, asimismo; los cambios que han sido realizados por el hombre, tales como embalses u otras obras de cruce que pueden alterar significativamente las características del flujo.

- c) Características del cauce. – Se refiere a las características del lecho, tales como forma, tipo de suelo, tipo de cobertura vegetal, tipo de material de arrastre, sólidos flotantes, fenómenos de geodinámica externa y otros factores que inciden en el tamaño y durabilidad de la obra de cruce.
- d) Datos de precipitaciones. – Se procederá a estimar la intensidad de lluvia según las metodologías que mejor se ajusten a la zona de estudio. Con la finalidad de contar con información adicional se analizarán y evaluarán las marcas dejadas por crecidas o eventos anteriores, y se estudiará la proporcionada por lugareños.
- e) Evaluación de obras de drenaje existentes. – El Proyectista debe conocer las características y el estado de las obras de drenaje existentes en la zona de estudio. La evaluación del comportamiento desde el punto de vista hidráulico estructural de estructuras ubicadas aguas arriba o aguas abajo de la estructura proyectada es de mucha utilidad, porque permite contar con información relevante para lograr diseños adecuados, tomando cuenta su funcionamiento ante la presencia de procesos geomorfológicos como erosión, sedimentación u otros fenómenos, a los que han estado sometidas.

Las alcantarillas son estructuras cuya luz sea menor a 6,0 m y su función es evacuar el flujo superficial proveniente de cursos naturales o artificiales que interceptan la carretera. La densidad de alcantarillas en un proyecto vial influye directamente en los costos de construcción y de mantenimiento, por ello, es muy importante tener en cuenta la adecuada elección de su ubicación, alineamiento y pendiente, a fin de garantizar el paso libre del flujo que intercepta la carretera, sin que afecte su estabilidad.

(Ministerio de transporte y comunicaciones, 2008, págs. 69 - 70)

Sistema de evacuación de aguas pluviales

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales deben proyectarse cuando las condiciones propias de drenaje de la localidad requieran una solución a la evacuación del escurrimiento pluvial. Dependiendo de las condiciones topográficas, el tamaño de la

población, las características de las vías, la estructura y el desarrollo urbano, entre otras, la evacuación de las aguas pluviales debe lograrse satisfactoriamente. Donde sea necesario, estos sistemas deben abarcar la totalidad de la población o solamente los sectores con problemas de inundaciones.

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales se deben proyectar y construir para:

- a) Permitir una rápida evacuación del agua pluvial de las vías públicas
- b) Evitar la formación de caudales excesivos en las calzadas.
- c) Evitar la invasión de aguas pluviales a propiedades públicas y privadas.
- d) Evitar la acumulación de aguas en vías de circulación.
- e) Evitar la paralización del tráfico vehicular y peatonal durante una precipitación pluvial intensa.

En el análisis de recolección y evacuación de aguas pluviales se deben considerar los siguientes factores:

- a) Tráfico peatonal y vehicular.
- b) Valor de las propiedades sujetas a daños por inundaciones.
- c) Análisis de soluciones con canales abiertos o conductos cerrados.
- d) Profundidad de los conductos.

En la elaboración de un proyecto de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales es necesaria la consideración económica. La selección del periodo de retorno que debe adoptarse en un proyecto está en función de la probabilidad de ocurrencia de lluvias y debe representar un balance adecuado entre los costos de construcción, mantenimiento, y costos de daños y perjuicios por inundación.

(Ministerio del Agua Viceministerio de Servicios Básicos, 2007, pág. 68)

Obras de retención de sedimentos en cauces

En el caso de los ríos y cauces que presentan una gran capacidad de arrastre de sedimentos. Muchas veces se hace necesario controlar este arrastre con el objeto de evitar su depositación descontrolada en las zonas de menores pendientes, lo cual puede ocasionar la pérdida de la

capacidad de conducción o migración lateral del cauce hacia zonas no deseadas con los consiguientes daños.

Existen dos alternativas de solución que permiten disminuir la fracción sólida acarreada en un cauce por una crecida. La primera de ellas consiste en retener los sedimentos con obras tipo pozas o piscinas decantadoras construidas directamente en el cauce, destinadas a acumular parcialmente el volumen del flujo de agua y sedimento. La segunda alternativa consiste en muros transversales (diques de retención de sedimentos) que cierran total o parcialmente el cauce y lo escalonan en la dirección longitudinal, con lo cual se logra reducir su pendiente media y minimizar el transporte de sedimentos.

(Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, págs. 7.7 - 7.8 - 7.38 - 7.40)

1.4.2. Marco conceptual

- **Bordo libre.** – Distancia vertical entre el nivel máximo del agua, generado por una creciente de diseño y el borde de un canal o la cresta de la cortina de la presa o de otra estructura hidráulica.
- **Calzada.** – Se denomina a la parte de la calle o de la carretera destinada a la circulación de los vehículos.
- **Cuenca hidrográfica.** – La región drenada por o contribución de agua a un punto específico.
- **Diseño hidráulico.** – Aquel que tiene como finalidad definir la sección, longitud, características y el tipo de obras hidráulicas más adecuadas que permita el paso libre del flujo líquido y flujo sólido que eventualmente transportan los cursos naturales y conducirlos adecuadamente, sin causar daño a la carretera y a la propiedad adyacente.
- **Disipador de energía.** – Un dispositivo usado para reducir la energía del agua que fluye para prevenir erosión.
- **Eficiencia hidráulica.** – Capacidad para realizar o cumplir adecuadamente una función relacionada con el agua.
- **Escorrentía pluvial.** – Precipitación que fluye sobre las superficies (techos, calles, el suelo, etc.) y no se infiltra al subsuelo ni se evapotranspira o retiene por esa superficie que la hace escurrir.

- **Estación meteorológica.** – Es una instalación destinada a medir y registrar regularmente diversas variables meteorológicas. Estos datos se utilizan tanto para la elaboración de predicciones meteorológicas a partir de modelos numéricos como para estudios climáticos.
- **Erosión hídrica.** – Es el desgaste que ejerce el agua en sus diversas formas de desplazamiento o movimiento, sobre los materiales duros de la superficie terrestre.
- **Hidráulica.** – Rama de la física que estudia el comportamiento de los líquidos en función de sus propiedades específicas.
- **Hidrología.** – Es la disciplina científica dedicada al estudio del agua, incluyendo su presencia, distribución y circulación a través del ciclo hidrológico.
- **Información pluviográfica.** – Registro de datos de altura de la lluvia en función del tiempo, lo cual permite calcular la intensidad de precipitación, dato importante para el diseño de estructuras hidráulicas.
- **Quebrada pluvial.** – Cauce intermitente alimentado por la escorrentía pluvial.
- **Precipitación.** – Comúnmente se denomina lluvia, hace referencia a las gotas de agua líquida que caen desde la atmósfera hasta la superficie terrestre.
- **Obra de drenaje pluvial.** – Estructura que tiene como principal función el manejo, control y evacuación adecuada de la escorrentía de las aguas de lluvia.
- **Obra complementaria.** – Se denomina exclusivamente en este proyecto, a todas aquellas estructuras que colaboren para que la obra de drenaje pluvial cumpla eficientemente con su principal función.
- **Sedimento.** – Son granos que pueden ser arcillas, gravas, arenas, gravillas, piedras partidas o cantos rodados de diferentes densidades. Es decir, todo aquel material que rueda, se desliza o salta por la acción del flujo del cauce.
- **Topografía del terreno.** – Conjunto de características que presenta la superficie o el relieve de un terreno.
- **Transeúntes.** – Persona que solo está de paso en un lugar.

1.4.3. Marco espacial

El proyecto se realizará en la comunidad de San Mateo, específicamente donde las quebradas (El Coco, Puco, Los Palos y Los Chañares) interceptan a la carretera principal.



Imagen 1: Vista general de las quebradas de la comunidad de San Mateo

Fuente: Elaboración propia, con apoyo de Google Earth Pro.

- Quebrada El Coco. - Está ubicada al norte de la comunidad de San Mateo perteneciente a la provincia Cercado del departamento de Tarija. El escurrimiento pluvial inicia al este en una situación limítrofe con la comunidad de Monte Centro y termina al oeste, desembocando en la calle principal de la comunidad. Su área de aporte se caracteriza por ser un área rural. La quebrada no cuenta con obras de drenaje o conducción. (Ver anexo B).
- Quebrada Puco. - Se encuentra a 300 m. del colegio de la comunidad. El escurrimiento pluvial inicia al este y termina al oeste desembocando en el río Guadalquivir. Su área de aporte se caracteriza por ser un área rural. La quebrada cruza la vía principal de la comunidad mediante un baden. (Ver anexo B).
- Quebrada Los Palos. - Se ubica a 200 m. del colegio de la comunidad. El escurrimiento pluvial inicia al este y termina al oeste desembocando en el río Guadalquivir. Su área de aporte se caracteriza por ser un área semiurbana, porque la mitad del área está comprendida por lotes y casas, y la otra mitad por bosques, con suelos impermeables que poseen pendientes altas. La quebrada cruza la vía principal de la comunidad mediante un baden. (Ver anexo B).
- Quebrada Los Chañares. - Se encuentra al sur de la comunidad, a 1 Km. de la entrada sur a la comunidad. El escurrimiento pluvial inicia al este en una situación limítrofe con el barrio Las Barrancas y termina al oeste desembocando en el río Guadalquivir. La gran parte del área está comprendida por lotes y casas con suelos impermeables y erosionados que poseen pendientes altas. La quebrada cruza la vía principal de la comunidad mediante un baden. (Ver anexo B).

1.5. ALCANCE DEL PROYECTO

Se realizará el diseño hidráulico de todos los elementos necesarios para el drenaje de las quebradas donde el escurrimiento de aguas pluviales impide la circulación peatonal y vehicular (Quebrada Los Chañares, Los Palos, Puco y El Coco), así también planos del diseño en base a la topografía del terreno.

CAPÍTULO II
FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA EN ESCURRIMIENTO

Para el diseño de obras hidráulicas tales como alcantarillas de cruce y canales de evacuación, es primeramente necesario conocer el caudal proyectado con el que se debe diseñar dicha obra, por lo tanto, será totalmente necesario conocer el escurrimiento que aporta la cuenca en el punto del proyecto. (Ministerio de transporte e infraestructura, 2008, pág. 20)

La transformación de lluvia a escurrimiento puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos hidrológicos que estarán en función a las áreas de la cuenca.

Tabla 1: Métodos hidrológicos en función a áreas de cuenca

Área de la cuenca (A)	Método hidrológico
A < 50 ha	Método racional
50 ha < A < 500 ha	Método racional modificado
A > 500 ha	Otros métodos, por ejemplo: Hidrograma unitario

Fuente: Ministerio del Agua Viceministerio de Servicios Básicos, 2007, pág. 70

2.1.1. Método racional

El método racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escurrimiento, es muy utilizado en el diseño de drenajes.

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6} \quad (1)$$

Donde:

Q = Caudal en m³/s.

C = Coeficiente de Escorrentía.

I = Intensidad se expresa en mm/h.

A = Área de la cuenca en km².

2.1.2. Coeficiente de escorrentía (C)

La escorrentía es la parte de la precipitación que llega a alimentar a las corrientes superficiales, continuas o intermitentes, de una cuenca. La escorrentía está influida por cuatro grupos de factores: meteorológicos, geográficos, hidrogeológicos y biológicos.

Los factores meteorológicos fundamentales son las precipitaciones y la temperatura. Los factores geográficos son la localización geográfica de la cuenca y su morfología. Los factores

hidrogeológicos comprenden fundamentalmente la permeabilidad de los terrenos y la profundidad de las capas freáticas. Los factores biológicos comprenden fundamentalmente la cubierta vegetal y la acción humana.

(http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado_itop/415/pdfs/Capitulo%205.pdf, pág. 65,69)

Se denomina coeficiente de escorrentía a la proporción de precipitación que pasará a formar parte de la escorrentía superficial (lluvia neta) con respecto a la precipitación total.

$$C = \frac{P_n}{P} \quad (2)$$

Donde:

C = Coeficiente de escorrentía.

P_n = Precipitación neta o efectiva.

P = Precipitación total.

Existen diferentes métodos para la estimación del coeficiente de escorrentía:

a) Tabla de Molchanov

Tabla 2: Valores propuestos por Molchanov

Tipo de escorrentía	Pendiente del terreno (en grados)	Densidad y uso de la cubierta vegetal	Tipo de suelo	C (%)
I	1° - 35°	D > 0,6 Sin pastoreo	Franco arenoso	5
II	5° - 35°	0,5 > D > 0,4 Con pastoreo ocasional	Franco pedregoso	6 - 25
III	5° - 40°	0,4 ≥ D > 0,1 Con pastoreo permanente	Franco pedregoso	25 - 50
IV	5° - 40°	0,4 ≥ D > 0,1 Con pastoreo intensivo	Franco pedregoso	50 - 75
V	5° - 40°	0,4 ≥ D > 0,1 Con pastoreo intensivo	Arcilloso	> 75

Fuente: <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/Coeficiente%20de%20escorrent%C3%ADa.pdf>, pág. 5

b) Tabla de Pevert

Tabla 3: Valores propuestos por Pevert

Uso del suelo	Pendiente (%)	Textura del suelo		
		Arenoso - limoso Limoso - arenoso	Limoso Limoso - arenoso	Arcilloso
Bosque	0 - 5	0,10	0,30	0,40
	5 - 10	0,25	0,35	0,50
	10 - 30	0,30	0,40	0,60
	> 30	0,32	0,42	0,63
Pastizal	0 - 5	0,15	0,35	0,45
	5 - 10	0,30	0,40	0,55
	10 - 30	0,35	0,45	0,65
	> 30	0,37	0,47	0,68
Cultivo agrícola	0 - 5	0,30	0,50	0,60
	5 - 10	0,40	0,66	0,70
	10 - 30	0,50	0,70	0,80
	> 30	0,53	0,74	0,84

Fuente: http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado_itop/415/pdfs/Capitulo%205.pdf, pág.71

c) Formula de Nadal

$$C = 0,25 * K_1 * K_2 * K_3$$

(3)

Donde:

K_1 = Es el factor de la extensión de la cuenca.

K_2 = Es el factor de la lluvia media anual.

K_3 = Es el factor de la pendiente y de la permeabilidad del suelo.

Tabla 4: Factores para la fórmula de Nadal

Extensión		Lluvia media anual		Características de la cuenca	K ₃
Km ²	K ₁	mm	K ₂		
10	2,60	200	0,25	Llana y permeable	0,5 - 0,7
20	2,45	300	0,50	Ondulada	0,5 - 1,2
40	2,15	400	0,75	Montañosa e impermeable	1,2 - 1,5
100	1,80	500	1,00		
200	1,70	600	1,10		
500	1,40	700	1,17		
1000	1,30	800	1,25		
5000	1,00	900	1,32		
10000	0,90	1000	1,40		

Fuente: http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado_itop/415/pdfs/Capitulo%205.pdf, pag. 71

d) Formula de Keler

$$C = a - \frac{b}{P} \quad \text{siempre que } P > 500 \text{ mm} \quad (4)$$

Donde:

a = Es un coeficiente que oscila entre 0,88 y 1, aconsejándose el valor 1 para cuencas torrenciales.

b = Es un coeficiente que oscila entre 350 y 460, tomándose el mínimo para cuencas torrenciales.

P = Es la precipitación media anual (mm).

e) Método del número de curva desarrollado por SCS

Este método explica que a medida que se va desarrollando el aguacero, la lluvia neta y el coeficiente de escorrentía van evolucionando hasta que estos llegan a un valor dado por una precipitación acumulada.

$$C = \frac{(P - P_0)^2}{P^2 + 4 * P * P_0} \quad (5)$$

El valor de P corresponde a la precipitación total o acumulada, P_0 es lo que se denomina umbral de escorrentía o mínima cantidad de agua que tiene que llover para que se produzca escorrentía superficial.

$$P_0 = \frac{5080 - 50,8 * N}{N} \quad (6)$$

El número de curva (N), está tabulado dependiendo del tipo de suelo, vegetación, uso del suelo, características hidrodinámicas del suelo y pendiente. El valor máximo de N es 100, lo que significa que el agua procedente de la lluvia ni se infiltra, ni es retenida ($P_0 = 0$). En el anexo C, se muestran los distintos valores de N en función de los parámetros antes mencionados, los valores que se detallan se han supuesto condiciones iniciales de humedad del suelo medias. Sin embargo, para condiciones de sequía o lluvias intensas hay que corregir los valores de N obtenidos.

La corrección del valor de N se hace en función de las lluvias caídas en los cinco días anteriores (P_5), ya que ésta determina el estado de saturación del suelo. En el anexo C, se muestran los valores corregidos cuando se dan las siguientes condiciones:

- Para $P_5 < 25$ mm \Rightarrow Corrección A.
- Para $25 < P_5 < 50$ mm \Rightarrow No se corrige.
- Para $P_5 > 50$ mm \Rightarrow Corrección B.

f) Método del número de curva desarrollado por el MOPU en la Instrucción de Carreteras 5.2-IC

Consiste en evaluar el coeficiente de escorrentía a partir directamente del umbral de escorrentía P_0 y de la precipitación total diaria, P_d , para un período de retorno dado. Se trata de evaluar el coeficiente de escorrentía a partir de valores máximos diarios producidos para un período de retorno determinado.

$$C = \frac{(P_d - P_0) * (P_d + 23 * P_0)}{(P_d + 11 * P_0)^2} \quad (7)$$

Para estimar el umbral de escorrentía se aplicará P_0 la formula (6).

2.1.3. Tormentas de diseño

Debido que el registro de medición caudales es escasa o prácticamente nulo, es necesario desarrollar metodologías para realizar la estimación indirecta de caudales a partir de la precipitación, que es una variable cuyo registro es más sencillo, más extenso y más frecuente. Para predecir caudales críticos y para ingeniería de diseño de obras hidráulicas, es necesario asociar una probabilidad a lluvias máximas de diferentes duraciones.

Deducir la probabilidad de ocurrencia de un evento requiere contar con registros continuos de precipitación. El conocimiento de las características de las precipitaciones intensas es de gran importancia para el dimensionamiento de obras hidráulicas, tales como canales, vertederos, presas, etc. Es necesario determinar una tormenta de diseño para poder estimar los caudales de diseño, esta tormenta de diseño no es otra cosa que la distribución de la precipitación en el tiempo. (Universidad Mayor de San Simón, 2009, pág. 220)

2.1.4. Curvas IDF

Las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno.

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h) y puede expresarse mediante:

$$I = \frac{P}{T_d} \quad (8)$$

Donde:

P = Profundidad de lluvia, en mm.

T_d = Duración, en h.

Para la construcción de curvas IDF existen dos métodos, el primero llamado de intensidad - período de retorno, relaciona estas dos variables para cada duración por separado, mediante alguna de las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología.

El segundo método consiste en determinar las relaciones y curvas IDF mediante el análisis de correlación lineal múltiple, que consiste en la aplicación de un modelo matemático.

➤ Modelo de Sherman (1931)

$$I = \frac{K * T^m}{(D + c)^n} \quad (9)$$

$$\begin{array}{lll} x_1 = \log(D + c) & x_2 = \log T & y = \log I \\ K = 10^{a_0} & m = a_1 & n = -a_2 \end{array}$$

➤ Modelo de Bernard (1932)

$$I = \frac{K * T^m}{D^n} \quad (10)$$

$$\begin{array}{lll} x_1 = \log(D) & x_2 = \log T & y = \log I \\ K = 10^{a_0} & m = a_1 & n = -a_2 \end{array}$$

Donde:

I = Intensidad

K, m, n = Constantes que se calculan mediante el análisis de regresión lineal múltiple.

T = Periodo de retorno

D = Duración de la precipitación

c = Valor constante de corrección.

Para determinar el valor de la constante de “c” se puede tantear el valor que provoca mayor precisión en el modelo matemático, tal precisión puede ser medida por la proximidad del coeficiente de determinación múltiple (R^2) al valor de 1, y el valor más inferior del error cuadrático mínimo (C).

Cuando se tienen datos de un cierto periodo y se desea extrapolar dichos datos a periodos de retorno mayores al de las mediciones, se aplican las distribuciones de probabilidad. En el caso de analizar datos máximos es recomendable aplicar la distribución Gumbel, previo análisis de ajuste de muestra a la distribución.

Al hacer un ajuste de correlación lineal múltiple de una serie de tres tipos de datos, se obtiene un sistema de ecuaciones como el siguiente:

$$\sum y = N * a_0 + a_1 * \sum x_1 + a_2 * \sum x_2 \quad (11)$$

$$\sum(x_1 * y) = a_0 * \sum x_1 + a_1 * \sum x_1^2 + a_2 * \sum(x_1 * x_2) \quad (12)$$

$$\sum(x_2 * y) = a_0 * \sum x_2 + a_1 * \sum(x_1 * x_2) + a_2 * \sum x_2^2 \quad (13)$$

Se determinará los errores estándares, los coeficientes de determinación múltiple y los coeficientes de correlación múltiple de cada modelo matemático, para conocer si dicha ecuación representa una buena precisión en los valores de partida. También, para cada ecuación se calcula el error cuadrático mínimo con el objeto de elegir cuál se ajusta mejor a la información. La mejor ecuación será la que tenga el más elevado coeficiente de correlación y el menor error mínimo cuadrático.

$$(Se)^2 = \frac{\sum(I - I_{est})^2}{N - p} \quad (14)$$

$$(S_1)^2 = \frac{\sum(I^2 - \bar{I}^2)}{N - 1} \quad (15)$$

$$R^2 = 1 - \frac{Se^2}{S_1^2} \quad (16)$$

$$R = \sqrt{R^2} \quad (17)$$

$$C = \left[\sum (I - I_{est})^2 \right]^{1/2} \quad (18)$$

Donde:

I = Intensidad.

I_{est} = Intensidad estimada según modelo.

\bar{I} = Promedio de intensidades.

N = Cantidad de datos.

P = Número de parámetros por estimar.

Se² = Varianza de la Intensidad estimada.

S₁² = Varianza de la Intensidad.

Se = Error estándar del estimado.

R² = Coeficiente de determinación múltiple.

R = Coeficiente de correlación múltiple.

C = Error cuadrático mínimo.

2.1.5. Prueba estadística de homogeneidad (test de Mann-Kendall)

La prueba de homogeneidad consiste en realizar un análisis de la información disponible, mediante criterios físicos y métodos estadísticos que permitan identificar y evaluar los posibles errores sistemáticos que ha podido ocurrir, sea por causas naturales u ocasionadas por la intervención de la mano del hombre. (Universidad Mayor de San Simón, 2009, págs. 65-66).

La prueba de homogeneidad de Mann-Kendall detecta cualquier forma de tendencia, ya sean lineales o en forma de saltos, siempre que den una tendencia global, este test no es adecuado para series que presentan un componente estacional. Conduce a elegir alguna de las siguientes respuestas:

- Hipótesis nula: Todos los valores de la serie son datos aleatorios de una sola población (Es una serie homogénea).
- Hipótesis alternativa: Es una serie no homogénea con tendencia monótona.

La prueba consiste en calcular un índice de desviación S de la serie, y a partir de este valor calcular el valor de V, usando las siguientes formulas:

$$I = \sum_{i=1}^{n-1} t_i \tag{19}$$

$$T = \sum_{i=1}^{n-1} s_i \tag{20}$$

$$S = T - I \tag{21}$$

$$V = \frac{S - 1}{\sqrt{\frac{n*(n-1)*(2*n+5)}{18}}} \tag{22}$$

Donde:

n = Número de registros.

S = Índice de desviación calculado.

s_i = Número de valores de $x_j > x_i$ para $i < j < n$.

t_i = Número de valores de $x_j < x_i$ para $i < j < n$.

Luego se elige un nivel de significancia (α) o valor de confiabilidad en función al cual se definirá la condición de homogeneidad de la serie. Este índice se relaciona con un valor de V_{crit} a través de la función de distribución normal, que se muestra en la tabla 5. Se compara V y V_{crit} , si V es menor que V_{crit} se acepta la hipótesis nula, es decir que la serie es homogénea para tal nivel de significancia (α), de lo contrario se asume la hipótesis alternativa.

Tabla 5: V_{crit} para diferentes niveles de significación α

α	0,005	0,01	0,025	0,05	0,1
$ V_{crit} $	2,58	2,33	1,96	1,64	1,28

Fuente : Universidad Mayor de San Simón, 2009, pág. 66

2.1.6. Distribución Gumbel

La distribución Gumbel es también llamada distribución de Valores Extremos Tipo I o distribución doble exponencial. Se dice que una variable aleatoria X tiene una distribución Gumbel, cuando su función de densidad de probabilidad se define como la ecuación 23, (Universidad Mayor de San Simón, 2009, pág. 251):

$$f_{(x)} = \frac{1}{\alpha} * e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} * e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} \quad (23)$$

$$F_{(x)} = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}} \quad (24)$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S_x \quad (25)$$

$$\mu = \bar{x} - C * \alpha \quad (26)$$

Donde:

$f_{(x)}$ = función de densidad de gumbel de la variable X.

x = variable independiente.

α = parámetro de escala.

μ = parametro de posición

e = base del logaritmo neperiano.

$F_{(x)}$ = función de distribución acumulada de la ley Gumbel.

\bar{x} = media aritmética

Sx = desviación estándar

2.1.7. Selección del Período de Retorno

En la elección del período de retorno, frecuencia o probabilidad a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla aceptable, dependiendo, este último, de factores económicos, sociales, ambientales, técnicos y otros. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 1.1)

En las tablas 6 y 7, se muestran los periodos de retorno propuestos por norma y manual.

Tabla 6: Periodos de retorno para drenaje canalizado

Descripción	T (años)
Redes de áreas urbanas y suburbanas	1 a 2
Redes de áreas urbanas residenciales y comerciales	2 a 5
Colectores de segundo orden como canalización de riachuelos	10
Obras especiales como emisarios (canalizaciones de primer orden)	20 a 50
Ríos principales que constituyen el sistema de drenaje global de la cuenca	100

Fuente: Elaboración propia según NB688, pag. 72

Tabla 7: Periodos de retorno para drenaje en carreteras

Tipo de obra	Tipo de ruta	Periodo de retorno (años)	Vida útil	Riesgo de falla (%)
Puentes y viaductos	Carretera	200	50	22
	Camino	100	50	40

Alcantarillas y estructuras enterradas (1)	Carretera	100	50	40
	Camino	50	30	45
Alcantarillas	Carretera	50	50	64
	Camino	25	30	71
Drenaje de la plataforma	Carretera	10	10	65
	Camino	5	5	67
Defensas de riberas	Carretera	100	20	18
	Camino	100	20	18

Fuente: MANUAL DE HIDROLOGÍA Y DRENAJE, pag. 1.3

- 1) Las Alcantarillas de drenaje construidas bajo terraplenes de altura ≥ 10 m deben diseñarse para estos períodos de retorno, cualquiera sea su sección. En esta misma categoría se clasificarán las estructuras proyectadas bajo el nivel del terreno natural circundante, destinadas al cruce desnivelado de dos vías.

2.1.8. Tiempo de concentración

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración (T_c). (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 1.5)

El tiempo de concentración depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc.

Los resultados de la estimación del tiempo de concentración son muy diferentes entre sí puesto que cada autor estima su ecuación para una cuenca con características muy particulares, por lo que debe tenerse mucho cuidado para la selección del valor más adecuado para el tiempo de concentración.

Tabla 8: Fórmulas para estimar el tiempo de concentración (T_c)

Autor	Ecuación	Observaciones	Unidades
Kirpich	$T_c = 0,06626 * \left(\frac{L^2}{S}\right)^{0,385}$	Cuencas pequeñas con área menor a 50 ha	
Temez	$T_c = 0,126 * \left(\frac{L}{S^{0,35}}\right)^{0,75}$	Cuencas pequeñas menor a 2 km ²	
California Culverts Practice	$T_c = \left(\frac{0,871 * L^3}{\Delta H}\right)^{0,385}$	Cuencas pequeñas montañosas en California.	
Pizarro	$T_c = 13,548 * \left(\frac{L^2}{\Delta H}\right)^{0,77}$	Cuencas grandes	
Giandotti	$T_c = \frac{4 * \sqrt{S} + 1,5 * L}{0,8 * \sqrt{\Delta H}}$	Áreas menores a 10 km ²	Tc = Tiempo de concentración (min) L = Longitud del cauce principal (km) S = Pendiente media del cauce (m/m) A = Área de la cuenca (Km ²) ΔH = Diferencia de alturas (m)
Basso	$T_c = 0,067 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0,77}$	Cuencas pequeñas	So = Pendiente media del cauce (%)
Passini	$T_c = \frac{0,108 * (A * L)^{1/3}}{S^{0,5}}$		
Valencia y Zuluaga	$T_c = \frac{1,7694 * A^{0,325}}{L^{0,5} * S_0^{0,29}}$		
Normativa de España	$T_c = 0,3 * L^{0,77} * S^{-0,19}$	Cuencas principales	
Federal Aviation Administration	$T_c = 0,7035 * \frac{(1,1 - C) * L^{0,50}}{S^{0,333}}$	Cuencas urbanas y aeropuertos	Tc = Tiempo de concentración (min) L = Longitud del cauce principal (m) C = Coeficiente de escorrentía n = Coef. de Manning del cauce
Ecuación de retardo SCS	$T_c = \frac{0,0136 * L^{0,8} * \left(\frac{1000}{N} - 9\right)^{0,7}}{S^{0,5}}$	Cuencas urbanas pequeñas con áreas menores a 800 Ha	I = Intensidad de lluvia (mm/h) N = Numero de curva por SCS
Henderson y Wooding	$T_c = 0,94 * i^{-0,4} * \left(\frac{n * L}{\sqrt{S}}\right)^{0,6}$	Proceso iterativo en cuencas grandes	L = longitud del cauce principal (pies)

Fuente: Elaboración propia en base a recopilación bibliográfica

Dándose el caso que varias fórmulas se adecuen a la geomorfometría de la cuenca de estudio, se aplicará la estadística y se obtendrá el promedio de los resultados que sean mayores y menores que el primer y tercer cuartil respectivamente.

Los cuartiles son medidas estadísticas de posición que tienen la propiedad de dividir la serie estadística en cuatro grupos de números iguales de términos. Los cuartiles son tres y suelen designarse en:

- Q_1 = Primer cuartil (25% de los datos es menor que o igual a este valor).
- Q_2 = Segundo cuartil (50%, la mediana).
- Q_3 = Tercer cuartil (75% de los datos es menor que o igual a este valor).

Ayudan a darnos una visión más completa de nuestro conjunto de datos. El primer y tercer cuartil nos dan información sobre la estructura interna de nuestros datos. La mitad central de los datos cae entre el primer y tercer cuartiles, y se centra sobre la mediana. La diferencia entre el primer y tercer cuartil, es llamada rango intercuartil, muestra cómo los datos están organizados sobre la mediana.

En el cálculo de estas tres medidas de posición se aplicará la ecuación 27 y es necesario ordenar los datos en forma creciente o decreciente, para obtener el valor de posición de Q_2 , y posteriormente proceder al cálculo de posición de Q_1 y Q_3 .

$$Q_K = \frac{K*(n + 1)}{4} \tag{27}$$

Donde:

K = número de cuartil.

n = número de datos.

En caso que el número de datos sea par, se procede a interpolar el valor del cuartil según su posición.

2.2. ALCANTARILLAS

2.2.1. Ubicación, alineación y pendiente de conducto

La adecuada elección de la ubicación, alineación y pendiente de una alcantarilla es importante, ya que de ella depende su comportamiento hidráulico, los costos de construcción y mantenimiento, la estabilidad hidráulica de la corriente natural y la seguridad de la carretera.

En general, se obtendrá la mejor ubicación de una alcantarilla cuando ésta se proyecta siguiendo la alineación y pendiente del cauce natural, ya que existe un balance de factores, tales como, la pendiente del cauce, la velocidad del agua y su capacidad de transportar sedimentos. Cuando se cambia cualquiera de estos factores es necesario compensar con cambios en otro de ellos. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.2)

Ubicación en planta

Desde el punto de vista económico el reemplazo de la ubicación natural del cauce por otra normal o casi normal al eje del camino, implica la disminución del largo del conducto, el acondicionamiento del cauce y la construcción adicional de un canal de entrada y/o de salida. Estos cambios deben ser diseñados en forma cuidadosa para evitar una mala alineación del canal natural y los problemas de erosión o de depósito de sedimentos, tanto en la alcantarilla como en el terraplén y propiedades vecinas. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.2)

Como consideraciones generales conviene destacar los siguientes aspectos:

- La corriente debe cruzar la carretera en la primera oportunidad, ya que se evita de esta manera posibles derrumbes y deslizamientos por llevar la corriente paralela al pie del terraplén y aguas arriba de él.
- Si la oblicuidad del canal con respecto a la normal al eje de la carretera es pequeña, conviene hacer la alcantarilla normal al eje y si es grande, conviene reducirla. No hay disminuciones importantes de costos cuando se reduce una oblicuidad moderada. Los límites entre estos casos deberán determinarse por comparación de costos.
- Se debe considerar la posibilidad de incluir obras de encauce y conducción aguas arriba de la obra de paso.

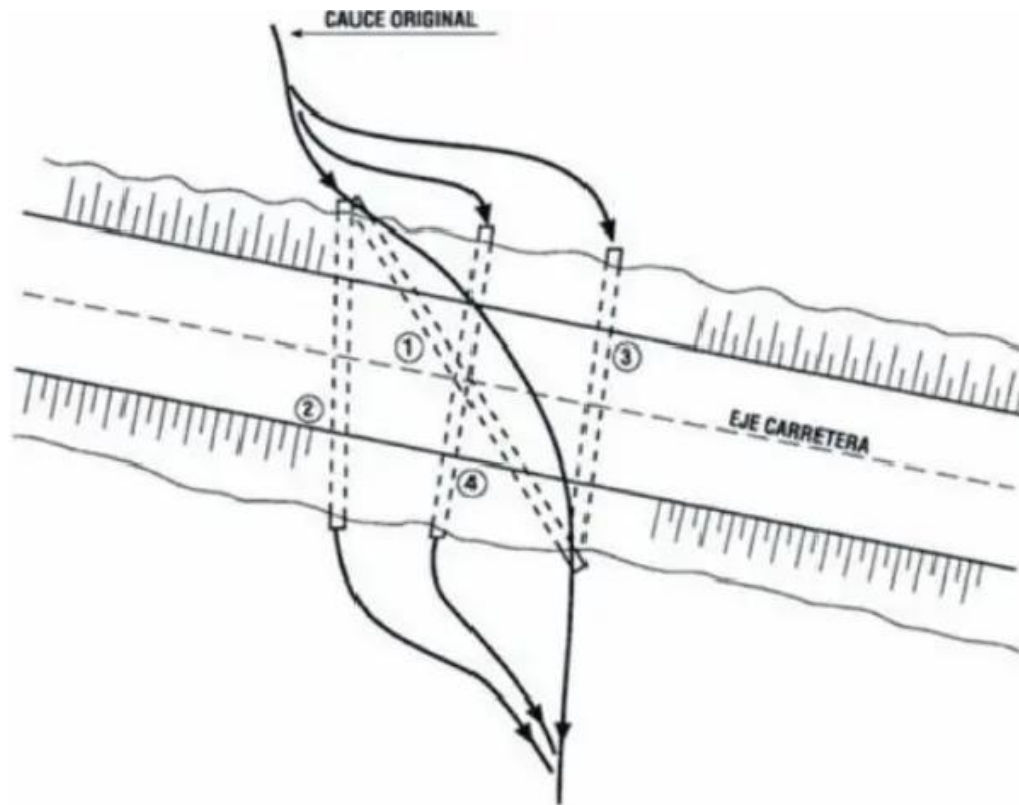


Figura 1: Cauces con fuerte esviaje respecto del eje del camino

Fuente: Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.3

Perfil longitudinal

La mayoría de las alcantarillas se colocan siguiendo la pendiente natural del cauce, sin embargo, en ciertos casos puede resultar aconsejable alterar la situación existente. Estas modificaciones de pendiente pueden usarse para disminuir la erosión en el tubo de la alcantarilla, evitar el depósito de sedimentos, mejorar las condiciones hidráulicas, acortar las alcantarillas o reducir los requerimientos estructurales. Sin embargo, las alteraciones de la pendiente deben ser estudiadas en forma cuidadosa de tal modo de no producir efectos indeseables. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.3)

Elección del tipo de alcantarilla

➤ Forma y sección

Las formas usuales de alcantarillas son: circulares, de cajón y múltiples.

El diámetro para alcantarillas circulares de caminos locales o de desarrollo deberá ser al menos 0,8 m, o bien 1 m, si la longitud de la obra es mayor a 10 m. En las demás categorías de caminos y carreteras el diámetro mínimo será de 1 m. Las alcantarillas

de cajón cuadradas o rectangulares pueden ser diseñadas para evacuar grandes caudales y pueden acomodarse a distintas limitaciones que puedan existir, tales como alturas de terraplén o alturas permisibles de agua en la entrada. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.4)

➤ Materiales

Los materiales más usados para las alcantarillas son el hormigón (armado in situ o prefabricado) y el acero corrugado. En la elección del material de la alcantarilla se deben tomar en cuenta la durabilidad, resistencia, rugosidad, condiciones del terreno, resistencia a la corrosión, abrasión e impermeabilidad. No es posible dar reglas generales para la elección del material ya que depende del tipo de suelo, del agua y de la disponibilidad de los materiales en el lugar.

El costo de las alcantarillas está altamente influenciado por la selección del material, forma y sección de ellas. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.5)

En la elección del tipo de alcantarillas se considerarán los siguientes factores:

- a) Factores físicos y estructurales
- b) Factores hidráulicos
- c) Factores de construcción y mantenimiento
- d) Costos de la obra

2.2.2. Diseño hidráulico

Características del flujo y variables de diseño

El régimen hidráulico del escurrimiento en las alcantarillas es difícil de predecir, sin embargo, existen dos formas básicas. Según la ubicación de la sección que controla hidráulicamente el flujo, se trata del escurrimiento con control de entrada y aquél con control en la salida, teniendo cada uno de ellos un método de cálculo particular.

Determinando la profundidad del agua en la entrada para cada tipo de control; y luego adoptar el valor más alto de dicha profundidad, indicará el tipo de control determinante. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.7)

Carga hidráulica en la entrada o profundidad del remanso

Corresponde a la profundidad del agua en la entrada, medida desde el punto más bajo (umbral o radier de la alcantarilla). Al limitar el paso libre del agua, se causa un aumento de nivel hacia aguas arriba y en consecuencia puede ocasionar daños a la carretera o a las propiedades vecinas. Se limitará la carga hidráulica máxima con el fin de proteger la vida de los usuarios o vecinos, la estabilidad del terraplén, no producir inundaciones a los terrenos adyacentes, proteger el curso de agua y las planicies adyacentes, no producir daños a la alcantarilla y a la vía, no causar interrupciones al tráfico y no sobrepasar los límites de velocidad de agua recomendados en las alcantarillas. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.7)

Tabla 9: Carga hidráulica de diseño

Tipo de Cauces	Tubos	Cajones	Losas ($L \leq 6$ m)
Canales	D (diámetro)	H (altura total)	H – 0.1 m
Diseño cauces naturales	D + 0.3 m	H + 0.3 m	H – 0.1 m
Verificación cauces naturales	D + 0.6 m	H + 0.6 m	H
	Pero He máximo no puede sobrepasar la cota exterior del SAP – 0.3 m		

Fuente: Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.8

Velocidad en la salida

Esta velocidad es en general mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce natural y debe limitarse para evitar la socavación y erosión del cauce hacia aguas abajo. Los valores máximos recomendados se indican en la tabla 10.

Tabla 10: Velocidades máximas admisibles (m/s) en canales no revestidos

Tipo de terreno	Flujo permanente (m/s)	Flujo intermitente (m/s)
Arena Fina (no coloidal)	0,75	0,75
Arcilla arenosa (no coloidal)	0,75	0,75
Arcilla limosa (no coloidal)	0,90	0,90
Arcilla fina	1,00	1,00
Ceniza volcánica	1,20	1,00
Grava fina	1,50	1,20

Arcilla dura (coloidal)	1,80	1,40
Material graduado (no coloidal)		
Desde arcilla a grava	2,00	1,50
Desde limo a grava	2,10	1,70
Grava	2,30	1,80
Grava Gruesa	2,40	2,00
Desde grava a piedras (bajo 15 cm)	2,70	2,10
Desde grava a piedras (bajo 20 cm)	3,00	2,40

Fuente: Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, 2.8

Diseño de entradas y salidas

Generalmente se dan formas especiales a los extremos de las alcantarillas con el fin de reducir la erosión y el socavamiento, retener el relleno del terraplén, mejorar el aspecto y el comportamiento hidráulico y lograr la estabilidad de los extremos. La entrada debe guiar el flujo hacia la alcantarilla con el mínimo de contracción posible y la salida debe restablecer las condiciones naturales del flujo hacia aguas abajo.

En el caso especial de velocidades de salida que sobrepasen los límites admisibles, indicados en la tabla 10, será necesario dar tratamiento especial a la salida para proteger el cauce aguas abajo y disipar la energía. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.9)

Alcantarillas con control de entrada

El control de entrada, significa que la capacidad de una alcantarilla, está determinada en su entrada, por la profundidad de remanso (H_e) y por la geometría de la embocadura, que incluye la forma y área de la sección transversal del conducto, y el tipo de aristas de aquella. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.11)

Tabla 11: Clasificación de tubos y cajones, según condiciones de entrada para el cálculo de He, con control de entrada.

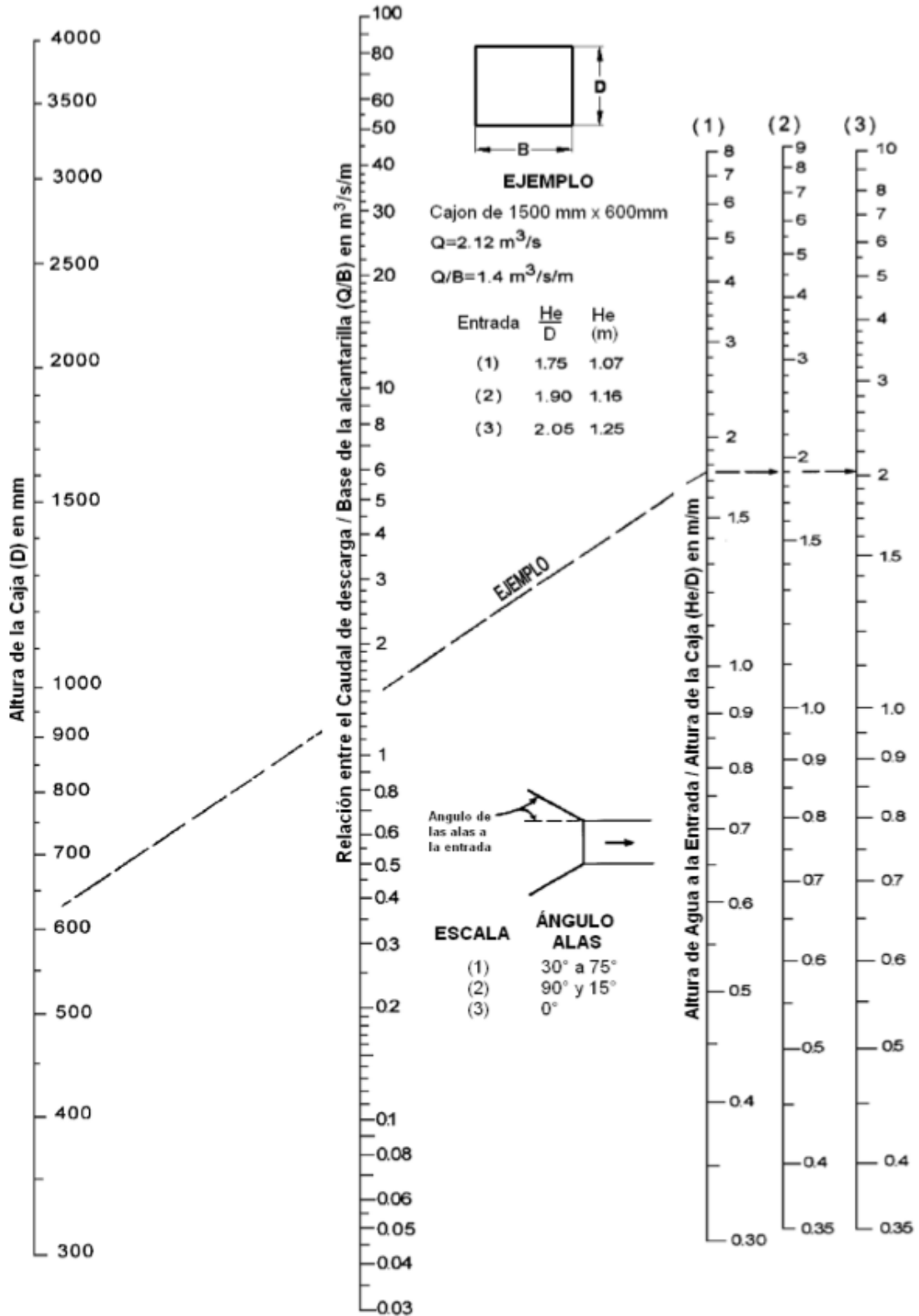
Tipo de obra	Ábaco	Tipo de arista	Disposición de elementos a la entrada			
			Ducto prolongado sin muro frontal	Ducto cortado a bisel	Muro frontal	Con o sin alas
Tubo circular de hormigón prefabricado	(1)	Viva	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$
	(2)	Ranurada	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$
	(3)	Ranurada	Si	-	No	Sin muro ni alas
Tubo circular de acero corrugado	(1)	Viva	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$
	(2)	Viva	-	Si	No	No
	(3)	Viva	Si	-	No	No
Cajón rectangular de hormigón construido en sitio	(1)	Viva	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$
	(2)	Viva	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$\beta = 15^\circ \text{ ó } 90^\circ$
	(3)	Viva	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$\beta = 0^\circ$
	(4)	Biselada	-	-	$\alpha = 90^\circ$	$\beta = 45^\circ$

Fuente: Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, 2.12

La disposición de tubo prolongado, sin muro frontal, sólo podrá emplearse en obras provisionales requeridas durante la construcción (desvío de cauces, variantes temporales, etc.) o durante la reparación o reemplazo de obras existentes, debido que el terraplén queda permanentemente en contacto con el agua, saturándolo y produciendo daños por arrastre del material constituyente.

La disposición de tubo cortado bisel según el talud del terraplén, presenta las mismas limitaciones que el prolongado si no cuenta con un revestimiento del talud. Su eficiencia hidráulica es menor que aquella con muro frontal vertical. Se podrán aceptar tubos cortados a bisel en caminos Locales y de Desarrollo para diámetros menores o iguales que 1,0 m, si se diseña un revestimiento del talud que sobrepase la clave del tubo en 0,5 m y se extienda al menos 1,5 veces el diámetro del tubo hacia ambos lados, medidos a partir del borde exterior del tubo, según un diámetro horizontal.

Figura 2: Altura de entrada para alcantarillas tipo cajón.



Fuente: Ministerio de transporte e infraestructura, 2008, pág. 81

Alcantarillas con control de salida

El escurrimiento en alcantarillas con control de salida puede presentarse con conducto lleno o parcialmente lleno, ya sea en una zona o en toda la longitud de la alcantarilla. Si cualquier sección transversal escurre llena, se dice que el escurrimiento es a sección llena. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.20)

Las Figuras 3 y 4, muestran varias condiciones de escurrimiento con control de salida para varias alturas. Cuando se trata de alcantarillas que trabajan con control a la salida, para pasar una cantidad de agua a través de ellas se requiere una carga o energía H capaz de suministrar la carga de velocidad H_v , la pérdida de carga a la entrada H_e , y la pérdida de carga por fricción H_f , en el conducto. La carga H es la diferencia entre la línea de energía en la sección de entrada y la cota piezométrica en la sección de salida.

$$H_v = \frac{V^2}{2 * g} \quad (28)$$

$$H_e = K_e \left[\frac{V^2}{2 * g} \right] \quad (29)$$

$$H_f = \frac{V^2}{2 * g} * \left[\frac{19,62 * n^2 * L}{R^{2/3}} \right] \quad (30)$$

$$H = H_v + H_e + H_f \quad (31)$$

Donde:

V = Velocidad Media en la Alcantarilla, en m/s.

g = Aceleración de la gravedad, m/s².

Ke = Coeficiente de pérdida de carga en la entrada. (Ver tabla 11)

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning.

L = Longitud de la alcantarilla, en m.

R = Radio hidráulico, en m.

Tabla 12: Coeficientes de pérdida de carga a la entrada en alcantarillados con control de entrada

Tipo de estructura y características de entrada	Coeficiente (K _e)
1. Tubos de hormigón	
- Conducto prolongado fuera de terraplén	
- Arista ranurada	0,2
- Arista viva	0,5
- Con muro de cabecera con o sin muros de ala	
- Arista ranurada	0,2
- Arista viva	0,5
- Arista redondeada ($r = 1/12 D$)	0,2
- Arista viva	0,2
2. Tubos circulares de metal corrugado	
- Conducto prolongado fuera del terraplén	
- sin muro de cabecera	0,9
- con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo sin o con muros de ala y aristas vivas	0,5
- con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo con o sin muros de ala y aristas biseladas	0,25
3. Alcantarilla de cajón en hormigón armado con muro de cabecera paralelo al terraplén	
- Sin muro de ala y bordes de arista viva.	0,5
- Bordes aristas redondeadas ($r = 1/12 D$) o biseladas.	0,2
- Con muros de ala formando ángulos entre 30° y 75° con el eje del conducto.	0,4
- Bordes de aristas vivas.	0,2
- Bordes de dintel con aristas redondeadas ($r = 1/12 D$) o biseladas.	0,5
- Con muros de ala formando ángulos entre 10 ° y 25° con el eje del conducto y aristas vivas.	0,7
- Con muros de ala alabeados y aristas redondeadas ($r = 1/12 D$) en el dintel.	0,1

Fuente: ADMINISTRADORA BOLIVIANA DE CARRETERAS, 2009, pág. 2.20

CLASE I
Superficie de agua libre
 $HW \leq 1,2 D$

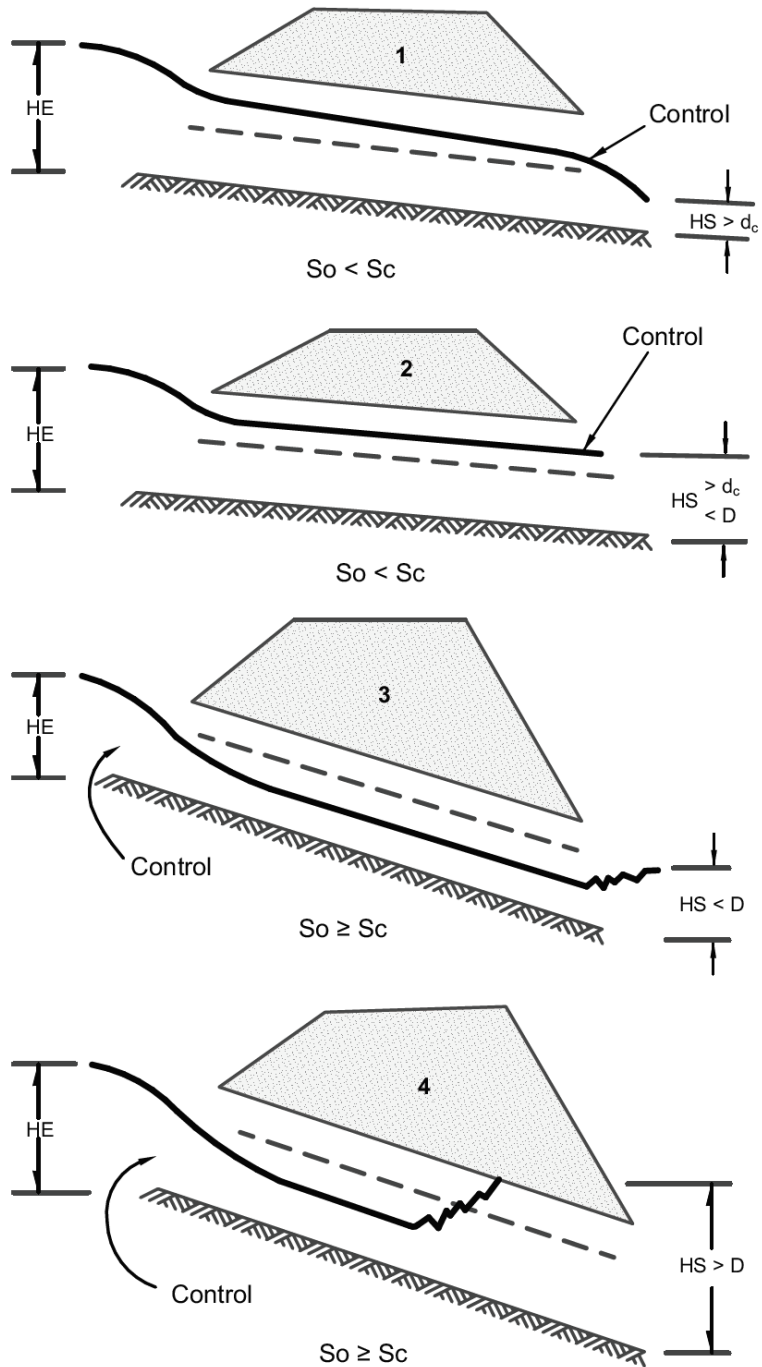


Figura 3: E scorrimientos en alcantarillas con control de salida (Clase I)

Fuente: (Carciente, 1980, pág. 412)

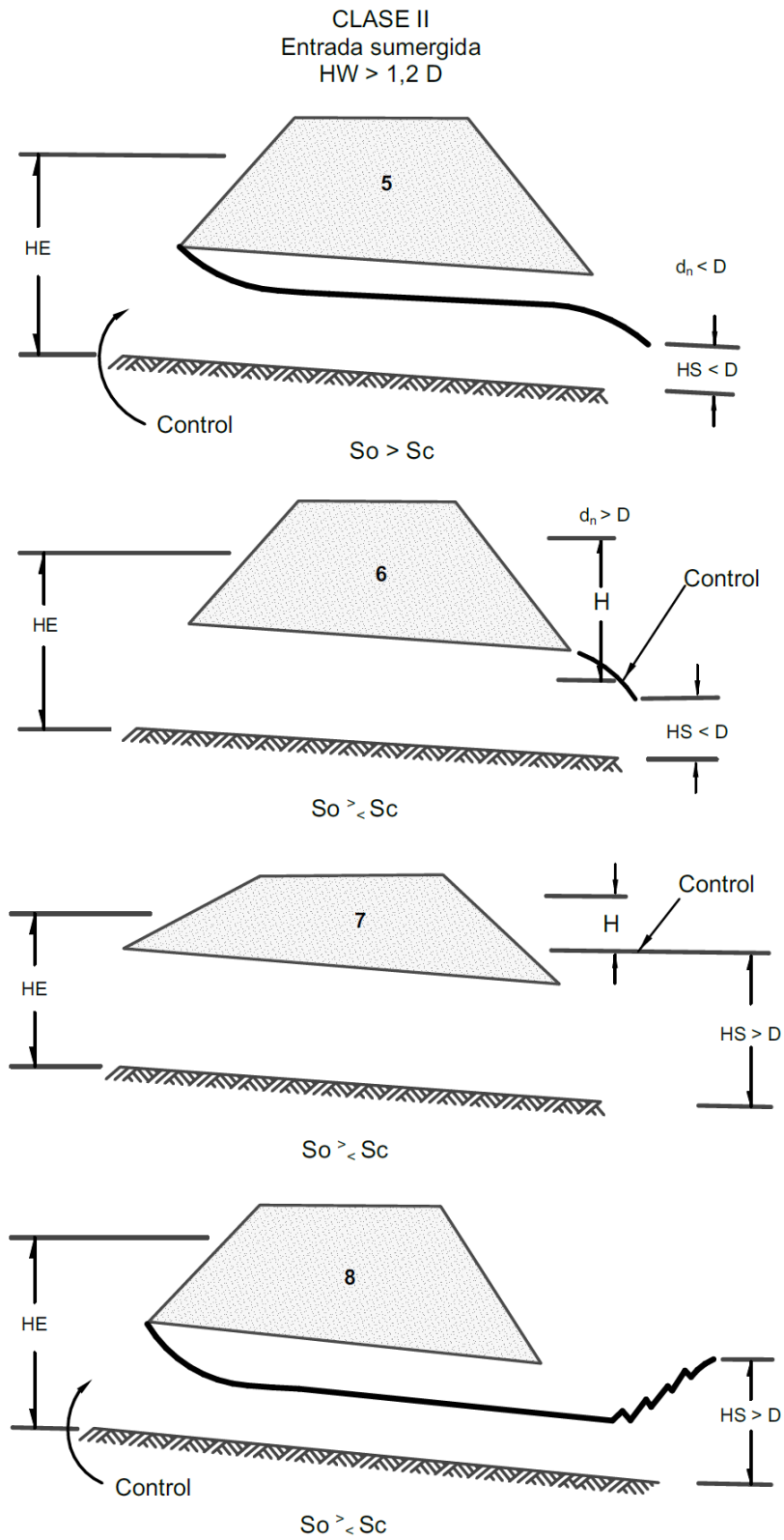


Figura 4: Escurrimientos en alcantarillas con control de salida (Clase II)

Fuente: (Carciente, 1980, pág. 413)

Socavación local a la salida de la alcantarilla

Cuando la velocidad del escurrimiento en la alcantarilla es alta, puede producirse una socavación local a la salida de la obra que comprometa su estabilidad. En estos casos, deben tomarse precauciones especiales, ya sea protegiendo el cauce natural con un pedraplén adecuado o incluyendo obras de disipación de energía. (Administradora Boliviana de Carreteras, 2009, pág. 2.27)

Para la determinación del diámetro medio de los elementos de protección se tiene la siguiente fórmula de Laush ey:

$$d_{50} = \frac{V^2}{2,31 * g} \quad (32)$$

Donde:

d_{50} = Diámetro mediano de los elementos de protección (m).

V = Velocidad media del flujo a la salida de la alcantarilla (m/s).

g = Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²).

2.2.3. Relaciones geométricas de alcantarillas cajón múltiples

La ABC (Administradora Boliviana de Carreteras), recomienda relaciones geométricas para el diseño hidráulico y estructural de alcantarillas, se presentan en las tablas 13 y 14.

Tabla 13: Relaciones geométricas para cajón doble

	Geometría (cm)				
B	100	150	200	250	300
H	100	150	200	250	300
T1	18	18	20	25	35
T2	18	18	20	25	35
h1	25	25	25	25	25
a	10	10	10	20	20
b	10	10	20	30	30

Fuente: (Administradora Boliviana de Carreteras, 2011, pág. 3.214)

Tabla 14: Relaciones geométricas para cajón triple

Geometría (cm)											
B	100	150	200			250			300		
H	100	150	150	200		200		300			
T1	18	18	20	25	20	25	25	30	25	30	35
T2	18	18	20	25	20	25	25	30	25	30	35
h1	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
a	10	10	10	10	10	10	10	10	20	20	20
b	10	10	20	20	20	10	20	20	30	30	30

Fuente: (Administradora Boliviana de Carreteras, 2011, pág. 3.217)

Para emplear las relaciones geométricas presentadas por la ABC, se debe considerar las siguientes especificaciones:

A. Materiales

- Hormigón tipo “A” con resistencia cilíndrica característica de 21 MPa a los 28 días.
- Acero estructural grado 60 con límite de fluencia 420 MPa.
- La estructura se vaciará sobre una capa de nivelación de espesor mínimo igual a 5 cm de hormigón tipo “E” con resistencia cilíndrica característica de 11 MPa a los 28 días.

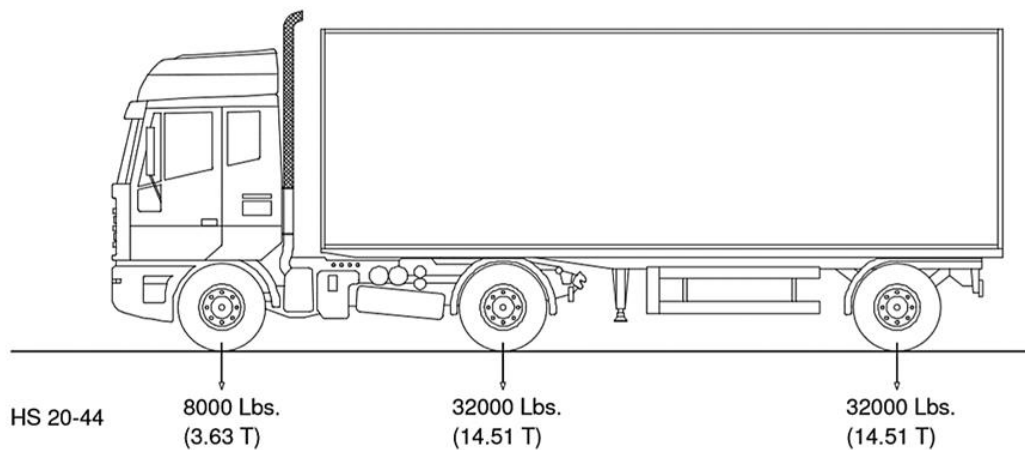
B. Constructivas

- Recubrimiento mínimo 5 cm.
- Los cabezales se colocarán en dirección perpendicular al eje del cauce.
- El alargue del cajón necesario para dejar el muro perpendicular al escurrimiento deberá ser cubierto con material del terraplén.
- Diseño apto para suelos granulares, arenas compactas y suelos finos de consistencia media o superior. En arenas de compacidad baja (densidad relativa inferior a 60%), se requiere un diseño especial de muro. En suelos finos con resistencia a la compresión simple inferior a 1 Kg/cm², medida en laboratorio o mediante un penetrómetro de bolsillo o con un ensayo de veleta, se requerirá un diseño especial.
- Si el plano de obra tipo presentado no satisface los requerimientos geométricos del terreno, el proyectista deberá elaborar su propio de diseño.

C. Bases de cálculo

- Tensión admisible mínima para suelo fino de consistencia media, $\sigma_{adm} = 2 \text{ Kg/cm}^2$.
- Ángulo de fricción interna del relleno, $\phi = 40^\circ$.
- Peso específico del relleno estructural, $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$.
- Carga móvil camión AASHTO tipo HS 20-44 + 25%.
- Altura mínima de recubrimiento de cajón-subrasante, 0,3 m.
- Altura máxima de recubrimiento de cajón-subrasante, 15 m.

Figura 5: Distribución de cargas de camión de diseño HS20-44



Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017

2.3. DIQUES DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS

Son barreras que cruzan un curso de agua o un conducto y pueden disminuir la velocidad del escurrimiento y su poder erosivo, retener azolves, estabilizar el fondo de la cárcava evitando su crecimiento en profundidad y anchura, evitar el azolvamiento de los vasos de almacenamiento, canales y otras obras hidráulicas ubicadas aguas abajo. (Pizarro et al., 2004, pág. 68)

2.3.1. Selección del sitio de construcción

Para seleccionar el sitio más adecuado, se deben considerar los siguientes puntos:

- a) El sitio seleccionado deberá ser la parte más angosta de la cárcava, a fin de disminuir los costos de construcción y lograr mayor estabilización de las márgenes de la misma.
- b) El lugar deberá tener un tramo recto de aproximadamente 20 metros aguas arriba del sitio de construcción, a fin de lograr que los escurrimientos se conduzcan linealmente

hasta impactarse sobre el muro, debe evitarse construir presas en meandros y lugares curvos del cauce para que el agua no forme socavaciones.

- c) El sitio de construcción debe tener sus taludes bien consolidados, ninguno de los márgenes deberá ser salida de otra cárcava.
- d) Si el sistema de drenaje está disectado por un gran número de cárcavas, el sitio de construcción deberá seleccionarse en un punto de confluencia de otras cárcavas, a fin de controlar varias cárcavas con una sola obra. Por el contrario, un muro de control no deberá construirse en una bifurcación (punto donde se originan dos cárcavas).

2.3.2. Material de construcción

Dependiendo de los materiales disponibles, se recomiendan los siguientes tipos de diques a construir:

- Dique de piedra sobre piedra (mampostería en seco).
- Dique de gaviones.
- Dique de piedra con cemento (mampostería hidráulica).
- Dique de postes impregnados y sacos de tierra.

2.3.3. Criterios de diseño

Excavación de empotrados

En el diseño de cualquier estructura hidráulica dentro del lecho del cauce, la profundidad de cimentación de la estructura se define según la profundidad de socavación local del cauce.

La socavación es el descenso abrupto en el lecho fluvial, generado por la remoción del material de fondo debido a algún elemento físico componente de alguna obra dentro del cauce que se encuentre interpuesta dentro de la corriente. (Barbosa, pág. 10)

Dada la complejidad del movimiento del fluido causante de la socavación localizada, su análisis se deriva en teorías diferentes. Lacey propone un método que consiste en:

$$D_s = 1,35 * \left(\frac{q^2}{f}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (33)$$

La profundidad de socavación por debajo del lecho del río se estima según la ecuación 34.

Considera un factor de ajuste de socavación (K_{sa}) que depende de las condiciones específicas del tipo de estructura, su ubicación y el flujo del agua.

$$d_{sa} = K_{sa} * D_s - \text{tirante de agua} \quad (34)$$

Donde:

D_s = profundidad de socavación debajo de la superficie de máxima crecida, en m.

q = caudal unitario, en $m^3/s/m$.

f = factor de sedimento de Lacey. (tabla 15)

K_{sa} = factor de ajuste de socavación (tabla 16)

d_{sa} = profundidad de socavación por debajo del lecho del río.

Tabla 15: Factores de sedimento de Lacey

Tipo de sedimento	f
Rodados masivos (d = 600 mm)	39,6
Rodados grandes	38,6
Rodados grandes, ripio y arena gruesa	20,9
Rodados medianos, ripio y arena gruesa	9,75
Rodados pequeños, ripio y arena gruesa	6,12
Rodados pequeños y grava angulosa	4,68
Arena gruesa	2,00
Arena mediana	1,31
Limo común	1,00
Limo fino	0,85

Fuente: Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, 2014, pág. 3

Tabla 16: Factores de ajuste de socavación

Tipo de tramo	K_{sa}
Tramo recto/curvas moderadas	1,5
Ángulos rectos/curvas pronunciadas	2,0
Aguas arriba de pilas	2,0
Aguas arriba de deflectores	2,5

Fuente: Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Plata, 2014, pág. 3

Construcción del vertedero

El vertedor se diseña en función del gasto máximo. En estructuras de gaviones se utilizan vertedores rectangulares de cresta gruesa.

Conocido el gasto máximo se proponen valores de L , para obtener resultados de H_d según la ecuación 35.

$$H_d = \left(\frac{Q_{\max}}{C_d * L_v} \right)^{2/3} \quad (35)$$

Donde:

H_d = Carga sobre el vertedor, en m.

Q_{\max} = Caudal máximo, en m^3/s .

C_d = Coeficiente de vertedor de cresta gruesa (adim.= 1,45).

L_v = Longitud del vertedor, en m.

Para definir la altura total del vertedor se deberá agregar un bordo libre (BL), y ajustar las dimensiones con las medidas comerciales de los gaviones, lo cual se puede lograr ajustando el valor de L_v .

Es importante que el agua evacuada circule exclusivamente por el vertedero, en caso de desbordar por los costados, se dañará seriamente la estructura del dique.

Disipador del dique aguas abajo

El disipador tiene la finalidad de proteger el fondo de la cárcava inmediatamente aguas abajo de la estructura contra los efectos erosivos producidos por la caída de agua que pasa a través del vertedor. Por lo general, se construye del mismo material del dique, debe quedar firmemente adherido al terreno mediante un correcto empotrado. (Camargo Hernández & Franco, 2001, pág. 36)

La geometría del flujo en las estructuras de caída se puede describir en función de un parámetro adimensional, denominado número de caída (D), el cual se define mediante la ecuación (31):

$$D = \frac{Q^2}{L_v^2 * g * h^3} \quad (36)$$

Las relaciones geométricas son las siguientes:

$$L_d = 4,30 * D^{0,27} * h \quad (37)$$

$$Y_d = 1,00 * D^{0,22} * h \quad (38)$$

$$Y_1 = 0,54 * D^{0,425} * h \quad (39)$$

$$Y_2 = 1,66 * D^{0,27} * h \quad (40)$$

$$L_r = 5 * (Y_2 - Y_1) \quad (41)$$

$$L_c = L_d + L_r \quad (42)$$

Donde:

Q = caudal que circula por el vertedero, en m³/s.

L_v = longitud del vertedero, en m.

g = aceleración de la gravedad, en m/s.

h = altura de caída de la presa o del salto, en m.

L_d = longitud del foso al pie de la caída, en m.

Y_p = tirante al pie de la estructura, en m.

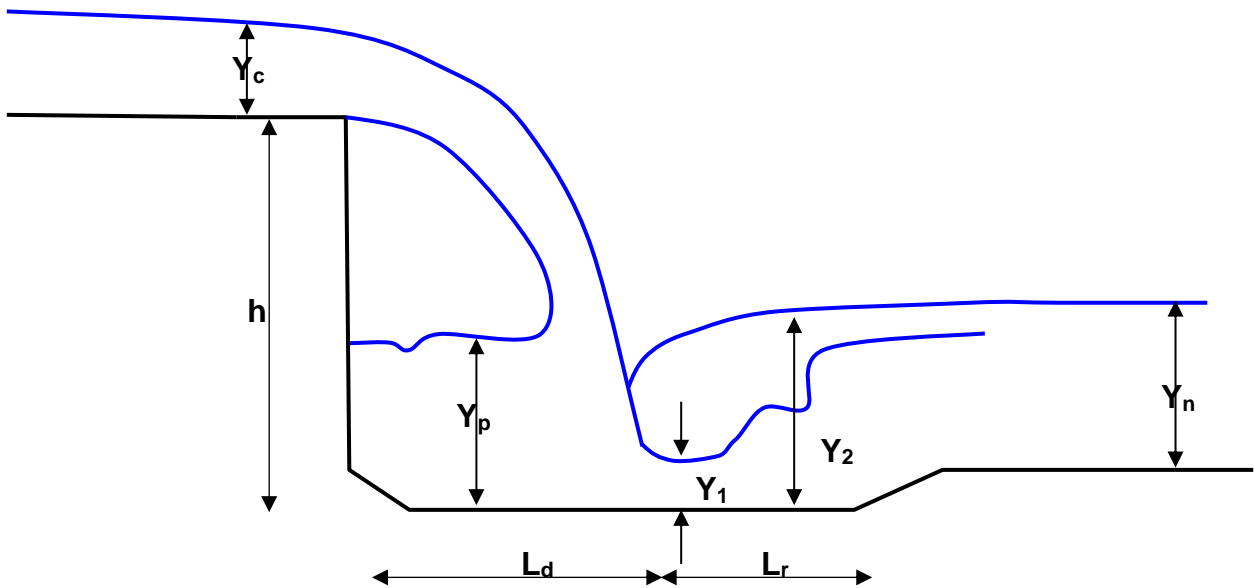
Y₁ = tirante conjugado menor en la base de la caída.

Y₂ = profundidad del remanso, en m.

L_r = longitud del resalto hidráulico libre, en m.

L_c = longitud del colchón disipador, en m.

Figura 6: Geometría del flujo en caídas

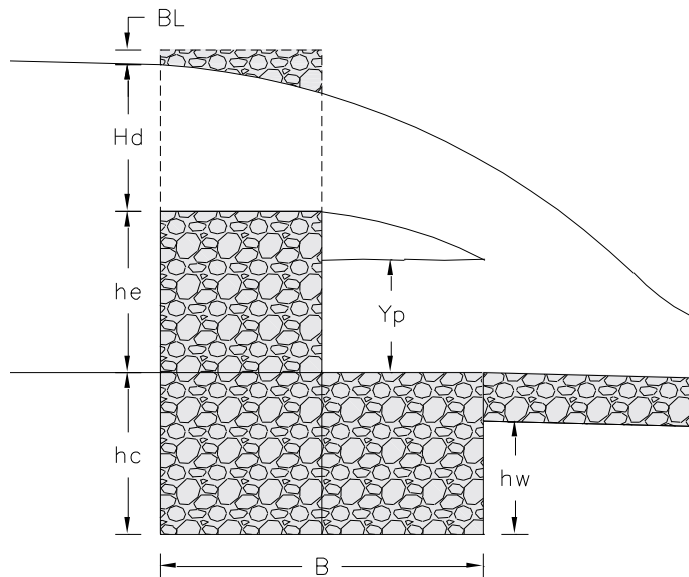


Fuente: (Villón Bejar, Diseño de estructuras hidráulicas, 2005, pág. 70)

2.3.4. Diseño estructural

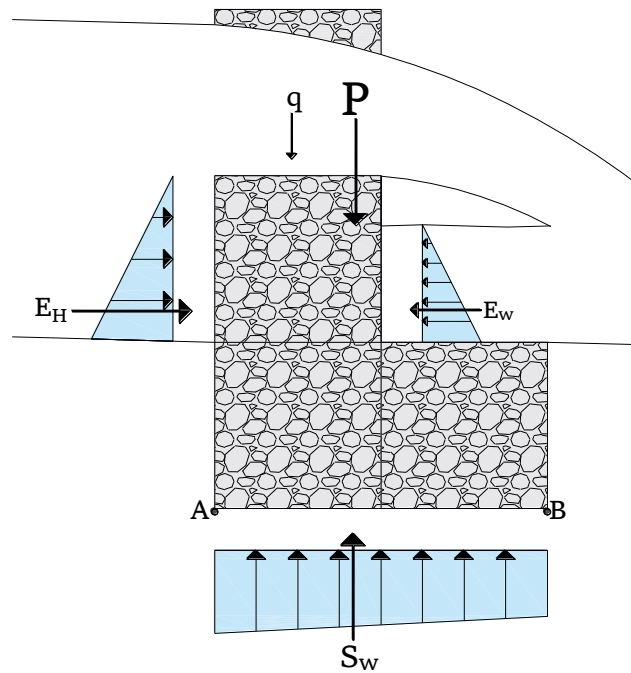
El cálculo de un dique de gaviones se realiza a partir de la sección crítica unitaria, esto es, que las dimensiones están referidas a la unidad de ancho del muro.

Figura 7: Dimensiones de dique de retención de sedimentos



Fuente: Elaboración propia

Figura 8: Fuerzas actuantes en dique de retención de sedimentos



Fuente: Elaboración propia

Cálculo del peso de la lámina vertiente (q)

El peso de la lámina vertiente considerando un ancho de la sección crítica unitaria ($a = 1 \text{ m}$) se calcula con la siguiente ecuación:

$$q = H_d * b * a * w \quad (43)$$

Donde:

q = Peso de la lámina de agua máxima vertiente, en Kg.

H_d = es la altura de la lámina vertiente, en m.

b = es el ancho de corona de la presa, en m.

a = es el ancho de la sección crítica unitaria ($a = 1 \text{ m}$).

w = es el peso específico del agua con sedimentos, en Kg/m^3 .

Su brazo de palanca con respecto al punto B de la figura 8, es:

$$X_{(q)} = B - b/2 \quad (44)$$

Cálculo del peso de la sección crítica unitaria (P)

Volumen unitario se calcula mediante la ecuación:

$$V = h_c * B + h_1 * b_1 + h_2 * b_2 + h_3 * b_3 \quad (45)$$

El peso específico aparente se calcula con la ecuación:

$$\gamma_g = \gamma_p * (1 - n) \quad (46)$$

El peso total real de la obra se calcula como:

$$P = V * \gamma_g \quad (47)$$

Su brazo de palanca ($X_{(p)}$) con respecto al punto B de la figura 8, debe calcularse mediante el teorema de Steiner.

Donde:

V = volumen de la estructura, en m.

h_c = altura de cimentación, en m.

B = longitud de base de cimentación, en m.

γ_p = peso específico de material de relleno de gaviones, en Kg/m^3 .

n = porcentaje de vacíos, su valor promedio es 0,3.

γ_g = peso específico de los gaviones, en Kg/m^3 .

P = peso total real de la estructura, en Kg.

Cálculo del empuje hidrostático aguas arriba (E_H)

El empuje hidrostático del agua donde $a = 1$, por tratarse de la sección crítica unitaria, se calcula con la ecuación:

$$E_H = S * \hat{h} * \gamma_w$$

$$E_H = (h_e * a) * \left(\frac{h_e}{2}\right) * \gamma_w$$

$$E_H = \frac{\gamma_w * h_e^2}{2} \quad (48)$$

Su brazo de palanca con respecto al punto B de la figura 7, es:

$$Y_{(EH)} = h_c + \frac{h_e}{3} \quad (49)$$

Donde:

Y_p = tirante al pie de la estructura, en m.

h_e = altura útil del dique de sedimentación, en m.

E_H = empuje hidrostático aguas arriba.

Cálculo del empuje hidrostático aguas abajo (E_w)

El flujo después de circular por el vertedero se concentra aguas abajo de la estructura generando un empuje en sentido contrario a la dirección de dicho flujo.

$$E_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * (Y_p)^2 \quad (50)$$

Su brazo de palanca con respecto al punto (B) es:

$$Y_{(E_w)} = h_c + \frac{Y_p}{3} \quad (51)$$

Donde:

E_w = empuje hidrostático aguas abajo.

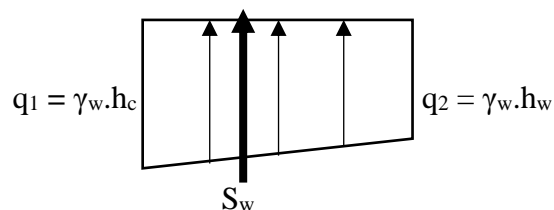
Y_p = tirante al pie de la estructura, en m.

Cálculo de subpresión

Es provocada por la filtración del agua a través de los poros de la estructura y del terreno. Esta filtración puede producir la pérdida de agua por filtración y un arrastre de los finos, además de presiones hidrostáticas de carácter desestabilizante, que actúan en dirección normal al plano de cimentación, en sentido contrario al peso.

La subpresión sigue una ley lineal que se puede representar de la siguiente manera:

- Aguas arriba, la subpresión es igual a la profundidad de la base de la estructura (h_c).
- Aguas abajo, la subpresión es igual a la profundidad desde el canal de desagüe o río a la base de la estructura (h_w).



Para determinar la acción de la resultante de subpresión se puede dividir la carga trapezoidal en dos cargas, una rectangular y otra triangular.

Cálculo de la condición del núcleo central

Condición que verifica que las cargas axiales estén dentro del núcleo central y en la estructura solamente se generen tensiones de compresión. Para ello, se calculan los momentos respecto al punto más profundo de la cimentación, aguas abajo de la estructura.

$$x_0 = \frac{\sum M_V - \sum M_H}{\sum F_V} \quad (52)$$

$$e = \frac{B}{2} - x_0 \quad (53)$$

Si: $e < B/6$

$$\sigma_1 = \frac{\sum F_V}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) \quad (54)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum F_V}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) \quad (55)$$

Si: $e > B/6$

$$\sigma_1 = \frac{2 * \sum F_V}{3 * x_0} \quad (56)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 * \left(\frac{B - 3 * x_0}{3 * x_0}\right) \quad (57)$$

Donde:

x_0 = distancia del borde externo a la excentricidad, m.

$\sum M_V$ = sumatoria de momentos de fuerzas verticales.

$\sum M_H$ = sumatoria de momentos de fuerzas horizontales.

$\sum F_V$ = sumatoria de fuerzas verticales.

B = base de cimentación, en m.

e = excentricidad, en m.

σ_1 = esfuerzo en el punto B.

σ_2 = esfuerzo en el punto A.

Cálculo de la condición de no deslizamiento

$$F_{SD} = (q + P - S_w) * \mu \geq E_H \quad (58)$$

μ es el coeficiente de rozamiento (piedra sobre suelo) = 0,70 a 0,75

Cálculo de la condición de no volcamiento

$$F_{SV} \geq 1$$

$$\frac{\sum M_V}{\sum M_H} \geq 1 \quad (59)$$

2.4. CANAL DE EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES

2.4.1. Criterios de diseño

Pendiente mínima admisible

Las pendientes del canal de evacuación deben seleccionarse de tal forma que se ajusten a la topografía del terreno. En tramos en que la pendiente natural del terreno sea muy baja, deben verificarse detalladamente las tensiones tractivas, mientras que, si ésta es demasiado pronunciada, es necesario establecer un número apropiado de estructuras de caída para que los tramos cortos resultantes tengan la pendiente adecuada.

La pendiente mínima admisible debe ser aquella que permita tener condiciones de autolimpieza (tensión tractiva mínima).

(Ministerio del Agua Viceministerio de Servicios Básicos, 2007, pág. 79)

Pendiente máxima admisible

La pendiente máxima admisible es aquella para la cual se tiene una velocidad de 6,0 m/s, en canal de hormigón, velocidades superiores ocasionan erosión en las paredes del conducto.

Criterio de la tensión tractiva

Es la fuerza tangencial ejercida por el líquido que actúa sobre las paredes y solera del canal, y en consecuencia, sobre el material depositado.

La tensión tractiva o de arrastre, está definida por la ecuación 55.

$$\tau = \rho * R * S \quad (55)$$

Donde:

τ = Tensión tractiva media o tensión de arrastre, en Pa.

ρ = Densidad del agua, en Kg/m³.

R = Radio hidráulico, en m.

S = Pendiente, en m/m.

La fuerza tractiva debe ser suficiente para transportar el material granular que entra al conducto o canal. Con el objeto de permitir la condición de auto limpieza, la tensión tractiva mínima admisible para la evacuación de las aguas pluviales debe ser de 1,5 Pa. (Ministerio del Agua Viceministerio de Servicios Básicos, 2007, pág. 78)

2.4.2. Diseño hidráulico

La fórmula más conocida y más aplicada para el cálculo del flujo en canales abiertos es la de Manning y se conoce como:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * \sqrt{S} \quad (60)$$

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * \sqrt{S} \quad (61)$$

Donde:

Q = Caudal, en m³/s.

V = Velocidad del flujo, en m/s. (en canales de hormigón no debe ser mayor a 6 m/s)

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

A = área hidráulica, en m².

R = Radio hidráulico, en m.

S = Pendiente, en m/m.

Transiciones

Son estructuras que empalman tramos de canales de diferentes secciones transversales. La finalidad de la transición es reducir las pérdidas de carga que se generan en el paso de una sección a la siguiente. (Villón Bejar, Diseño de estructuras hidráulicas, 2005, pág. 14)

$$L_T = \frac{T_1 - T_2}{2 * \tan(\alpha)}$$

(62)

Donde:

L_T = longitud de transición, en m.

T_1 = espejo de agua de canal aguas arriba, m.

T_2 = espejo de agua de canal aguas abajo, m.

α = ángulo entre espejos de agua, en grados (12,5° a 22,5°).

Tipo de flujo

En relación con el efecto de la gravedad el flujo puede ser crítico, subcrítico y supercrítico. La fuerza de la gravedad se mide a través del número de Froude (F), que relaciona fuerzas de inercia de velocidad con fuerzas gravitatorias. (Villón Bejar, Hidráulica de canales, 2007, pág. 48)

- $F < 1$ flujo subcrítico, en este estado las fuerzas de gravedad se hacen dominantes, por lo que el flujo tiene baja velocidad, siendo tranquilo y lento. En este tipo de flujo, toda singularidad, tiene influencia hacia aguas arriba
- $F = 1$ flujo crítico, en este estado, las fuerzas de inercia y gravedad están en equilibrio.
- $F > 1$ flujo supercrítico, las fuerzas de inercia son más pronunciadas, por lo que el flujo tiene una gran velocidad, siendo rápido y torrentoso. En este tipo de flujo, toda singularidad, tiene influencia aguas abajo.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

(63)

Donde:

F = número de Froude.

V = velocidad del flujo, en m.

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

D = Profundidad hidráulica, m.

2.4.3. Diseño estructural

La estructura del canal deberá cumplir con las condiciones de no hundimiento, no deslizamiento y no vuelco, tomando en cuenta los mismos conceptos planteados en la estabilidad estructural de diques de retención de sedimentos.

El análisis considera canal sin agua, porque el empuje del agua contrarresta el empuje del suelo y es la situación más desfavorable.

Peso propio (P)

$$P = \gamma_{h^{\circ}} * V \quad (64)$$

Donde:

$\gamma_{h^{\circ}}$ = peso específico del hormigón, en kg/m³.

V = volumen, en m³.

Empuje activo del suelo (E_{Ha})

$$K_a = \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)^2 \quad (65)$$

$$Q_E = \gamma_s * H * K_a \quad (66)$$

$$E_{Ha} = \frac{1}{2} * H * Q_E \quad (67)$$

Su brazo de palanca con respecto al punto (B) es:

$$Y_{Ea} = \frac{1}{3} * H \quad (68)$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, en grados.

K_a = coeficiente de empuje activo.

γ = peso específico del suelo, en kg/m³.

H = altura donde actúa el empuje, m.

Q_E = carga del suelo, en kg/m.

Empuje de sobrecarga viva (E_{LS})

$$Q_{LS} = K_a * 0,6 * \gamma_s * 1m \quad (69)$$

$$E_{LS} = Q_{LS} * H \quad (70)$$

Su brazo de palanca con respecto al punto (B) es:

$$Y_{LS} = \frac{H}{2} \quad (71)$$

Donde:

K_a = coeficiente de empuje activo.

γ = peso específico del suelo, en kg/m^3 .

H = altura de profundidad del suelo, m.

Q_{LS} = carga del suelo, en kg/m .

2.5. CAIDA VERTICAL

Son estructuras utilizadas en aquellos puntos donde es necesario salvar desniveles bruscos en la rasante del canal, permite unir dos tramos (uno superior y otro inferior) de un canal, por medio de un plano vertical, permitiendo que el agua salte libremente y caiga en el tramo de abajo. (Villón Bejar, Diseño de estructuras hidráulicas, 2005, pág. 65)

Una caída vertical está compuesta de los siguientes elementos:

- Transición. - Une gradualmente el canal superior con la estructura de caída, cuya sección, llamada de control puede tener forma y dimensiones distintas a las de la sección del canal.
- Sección de control. - Es la sección a partir de donde se inicia la caída
- Caída. - Es el tramo vertical o inclinado de la estructura, desde la solera de la sección de control hasta la solera del colchón disipador.
- Colchón disipador. - Absorbe la energía cinética del flujo en caída y amortigua el impacto del chorro de agua sobre la solera. Su longitud debe ser suficiente para permitir la formación de un resalto hidráulico hasta que el flujo entregado al canal inferior alcance su tirante normal.

2.5.1. Diseño hidráulico

Sección de control

El diseño de la sección de control consiste en determinar sus dimensiones adecuadas para que el remanso de abatimiento sea el indispensable para la buena circulación y así obtener las mejores condiciones de operación.

Para determinar el tirante crítico deben ser conocidos el tirante normal y la velocidad de flujo del canal aguas arriba.

$$y_n + \frac{V_n^2}{2 \cdot g} = y_c + \frac{V_c^2}{2 \cdot g} \quad (72)$$

$$V_c = \sqrt{g \cdot y_c} \quad (73)$$

Reemplazando:

$$y_n + \frac{V_n^2}{2 \cdot g} = y_c + \frac{y_c}{2} \quad (74)$$

$$B_c = \frac{Q}{Y_c \cdot \sqrt{g \cdot y_c}} \quad (75)$$

Donde:

y_n = tirante normal, m.

v_n = velocidad, en m/s.

y_c = tirante crítico, m.

B_c = ancho de la sección de control, m.

v_c = velocidad crítica, en m/s.

g = aceleración de la gravedad m/s^2 .

Longitud de transición

La longitud de transición es calculada mediante la ecuación (58).

Profundidad de colchón disipador

En vista de que no existe unanimidad de criterios sobre la profundidad en que debe tener el colchón disipador, se recomienda simplemente tomar un tercio del desnivel entre el canal de entrada y el de salida.

$$e = \frac{\Delta z}{3} \quad (76)$$

Donde:

e = profundidad del colchón disipador, en m.

Δz = desnivel entre canal de entrada y canal de salida, en m.

Longitud del colchón disipador

Se aplicarán los conceptos y ecuaciones de colchón disipador para diques de retención de sedimentos.

2.5.2. Diseño estructural

Se aplicarán los conceptos de estabilidad, explicados en 2.4.3.

CAPÍTULO III
HIDROLOGÍA DE ZONA DE ESTUDIO

3.1. PERIODO DE RETORNO (T)

Analizando las tablas 6 y 7, se adoptarán los siguientes periodos de retorno (T) para el diseño de las obras de drenaje:

- Quebrada El Coco, canalización de primer orden (T= 50 años).
- Quebrada Puco, alcantarilla en carretera (T= 50 años).
- Quebrada Los Palos, alcantarilla en carretera (T= 50 años).
- Quebrada Los Chañares, alcantarilla en carretera (T= 50 años).

3.2. ÁREA DE APORTE (A)

Empleando modelos digitales de elevación (DEM), mediante el software ArcGis y complementando con software AUTOCAD CIVIL 3D, se determinaron las áreas de aporte de las cuatro quebradas estudiadas. Ver anexo G.

Tabla 17: Valores de área

Quebrada	Áreas parciales (ha)						Área total (ha)	Área total (km ²)
	Bosque	Pastizales	Cultivos en línea recta	Techos, asfalto	Calles de tierra	Cementerio		
El Coco	11,69	7,97	2,74	0,32	0,08	-	22,79	0,228
Puco	13,00	10,42	1,17	1,64	-	0,25	26,47	0,265
Los Palos	7,49	17,34	-	13,71	3,08	-	41,63	0,416
Los Chañares	12,99	19,81	-	7,94	2,74	-	43,48	0,435

Fuente: Elaboración propia

3.3. PENDIENTE Y LONGITUD DE CAUCES PRINCIPALES

Empleando modelos digitales de elevación (DEM), mediante el software ArcGis y complementando con software AUTOCAD CIVIL 3D. Se estimaron las características reales de los cauces principales de las cuatro quebradas, con la información obtenida se procede a calcular la pendiente media (S_m) de cada cauce, empelando el método Taylor-Schwarz para distintas longitudes de tramos.

$$S_m = \left(\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{S_n}}} \right)^2 \quad (77)$$

Los detalles del perfil longitudinal y el cálculo de pendientes para distintos tramos de cada cauce principal se presentan en el anexo D.

Tabla 18: Parámetros de cauce principal

Quebrada	Longitud de cauce principal (m)	Pendiente de cauce principal (m)	Cota máxima (m.s.n.m.)	Cota mínima (m.s.n.m.)
El Coco	871,5	0,0190	1984,5	1953,7
Puco	545,2	0,0100	1955,2	1940,7
Los Palos	909,3	0,0234	1962,0	1937,0
Los Chañares	907,1	0,0074	1960,7	1929,7

Fuente: Elaboración propia

3.4. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)

Analizando imágenes satelitales y las visitas de campo realizadas al área de aporte de cada cuenca, se descartarán los métodos de estimación de coeficiente de escorrentía propuestos por Molchanov y Pevert, debido que sus tablas presentan escasos valores.

La estimación de la precipitación media anual está en función de los datos anuales de precipitación de la estación pluviométrica El tejero, presentados en el anexo F.

Método de Nadal

- Las cuencas tienen un relieve similar que puede ser considerado como ligeramente ondulado.

Tabla 19: Valores de "C" por método de Nadal

Quebrada	Área (km ²)	K ₁	P _m (mm)	K ₂	K ₃	C
El Coco	0,228	4,67	626,23	1,12	0,7	0,91
Puco	0,265	4,56	626,23	1,12	0,7	0,89
Los Palos	0,416	4,26	626,23	1,12	0,7	0,83
Los Chañares	0,435	4,23	626,23	1,12	0,7	0,83

Fuente: Elaboración propia

Método de Keler

- Se tomarán los valores a, b para cuencas torrenciales.

Tabla 20: Valores de "C" por método de Keler

Quebrada	a	b	P	C
El Coco	1	350	626,23	0,44
Puco	1	350	626,23	0,44
Los Palos	1	350	626,23	0,44
Los Chañares	1	350	626,23	0,44

Fuente: Elaboración propia

Método del número de curva desarrollado por SCS.

Analizando los datos proporcionados por la estación pluviométrica El Tejar, se concluye que generalmente las precipitaciones en 5 días consecutivos (P_5), superan los 50 mm, por lo que se trabajará con los números de curva para la condición (III).

Analizando los datos diarios de precipitación de la estación pluviométrica El Tejar, se verificó que las máximas lluvias acumuladas acontecieron el 27 al 31 diciembre del año 1985, provocando una precipitación total o acumulada igual a **$P = 123,1 \text{ mm}$** . (Revisar anexo E).

Aplicando las ecuaciones 5 y 6 se obtienen los valores del umbral de escorrentía (P_0) y coeficiente de escorrentía (C) para cada cuenca

Tabla 21: Valores de "C" por método de SCS

Quebrada	Característica	Área (ha)	NC	NC Ponderado	NC condición III	P ₀ (mm)	C
El Coco	Bosque	11,69	73				
	Pastizales	7,97	79				
	Cultivos en línea recta	2,74	85	76,9	88,42	6,65	0,736
	Techos	0,32	95				
	Calles de tierra	0,08	87				
	TOTAL	22,79					
Puco	Bosque	13,00	73				
	Pastizales	10,42	79				
	Cultivos en línea recta	1,17	85	77,3	88,66	6,50	0,741
	Techos y asfalto	1,64	95				
	Cementerio	0,25	79				
	TOTAL	26,47					
Los palos	Bosque	7,49	73				
	Pastizales	17,34	79				
	Techos	13,71	95	83,8	92,22	4,29	0,818
	Calles de tierra	3,08	87				
	TOTAL	41,63					
Los Chañares	Bosque	12,99	73				
	Pastizales	19,81	79				
	Techos y asfalto	7,94	95	80,6	90,54	5,31	0,781
	Calles de tierra	2,74	87				
	TOTAL	43,48					

Fuente: Elaboración propia

Método del número de curva desarrollado por el MOPU en la Instrucción de Carreteras 5.2-IC

Se utilizarán los valores del umbral de escorrentía (P₀), ya calculados para el anterior método.

La precipitación diaria para diferentes periodos de retorno se estimó mediante el modelo de distribución ley Gumbel. (Ver anexo I)

Tabla 22: Valores de "C" por método MOPU

Quebrada	P ₀ (mm)	T (años)	P (mm)	C
El Coco	6,65	25	96,41	0,779
Puco	6,50	25	96,41	0,784
Los Palos	4,29	25	96,41	0,872
Los Chañares	5,31	25	96,41	0,831

Fuente: Elaboración propia

3.5. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (T_c)

Para emplear las fórmulas propuestas por distintos autores se deben obtener todos los parámetros necesarios para su aplicación, en la tabla 23 se presenta la información geomorfométrica de cada quebrada en estudio.

Tabla 23: Parámetros para estimación de T_c

Parámetros geomorfométricos	El Coco	Puco	Los Palos	Los Chañares	Unidades
Área de la cuenca	0,228	0,265	0,416	0,435	Km ²
Longitud del cauce principal	871,5	545,2	909,3	907,1	m
Longitud del cauce principal	0,872	0,545	0,909	0,907	Km
Longitud del cauce principal	2859,4	1788,7	2983,2	2976,1	ft
Cota máxima de cauce principal	1984,5	1955,2	1962,0	1960,7	msnm
Cota mínima de cauce principal	1953,7	1940,7	1937,0	1929,7	msnm
Desnivel de cauce principal	30,75	14,50	25,00	31,00	m
Pendiente de cauce principal	0,019	0,010	0,023	0,0074	m/m
Coefficiente de escurrimiento (C)	0,736	0,741	0,818	0,781	adim.
Número de curva (N)	88,42	88,66	92,22	90,54	adim.
Coef. rugosidad de Manning (n)	0,045	0,045	0,045	0,045	adim.

Fuente: Elaboración propia

Con la información mostrada en la tabla 23, se obtienen los siguientes resultados presentados en minutos y horas:

Tabla 24: Valores generales de T_c

Fórmula	Quebrada							
	El Coco		Puco		Los Palos		Los Chañares	
Kirpich	16,45 min	0,27 h	14,66 min	0,24 h	15,69 min	0,26 h	24,33 min	0,41 h
Temez	19,30 min	0,32 h	16,06 min	0,27 h	18,87 min	0,31 h	25,44 min	0,42 h
Pizarro	47,03 min	0,78 h	40,74 min	0,68 h	58,89 min	0,98 h	49,71 min	0,83 h
Giandotti	25,14 min	0,42 h	23,99 min	0,40 h	29,63 min	0,49 h	22,98 min	0,38 h
Basso	16,63 min	0,28 h	14,83 min	0,25 h	15,87 min	0,26 h	24,61 min	0,41 h
California	12,98 min	0,22 h	10,08 min	0,17 h	14,76 min	0,25 h	13,55 min	0,23 h
Passini	27,43 min	0,46 h	33,97 min	0,57 h	30,65 min	0,51 h	55,10 min	0,92 h
Valencia y Zuluaga	55,23 min	0,92 h	73,04 min	1,22 h	62,98 min	1,05 h	89,08 min	1,48 h
Normativa de España	34,38 min	0,57 h	27,06 min	0,45 h	34,15 min	0,57 h	42,37 min	0,71 h
Federal Aviation Administration	28,29 min	0,47 h	27,31 min	0,46 h	20,90 min	0,35 h	34,56 min	0,58 h
Ecuación de retardo SCS	39,89 min	0,66 h	37,39 min	0,62 h	31,78 min	0,53 h	60,44 min	1,01 h
Henderson y Wooding	74,75 min	1,25 h	52,13 min	0,87 h	72,88 min	1,21 h	113,36 min	1,89 h

Fuente: Elaboración propia

Analizando los resultados para cada quebrada según la geomorfometría de su respectiva cuenca se descartarán los resultados obtenidos por Pizarro, Valencia y Zuluaga, Henderson y Wooding. Porque las cuencas en estudio no se adecuan a las características que estos autores establecieron en sus fórmulas.

Respecto a los demás resultados se aplicará la estadística y se obtendrá el promedio de los resultados que estén dentro del rango intercuartil. La división de la serie de resultados se presenta en tabla 25, donde la posición x_5 es igual al Q_2 .

Tabla 25: División de serie de resultados de T_c

El Coco		Puco		Los Palos		Los Chañares	
Posición	Resultados	Posición	Resultados	Posición	Resultados	Posición	Resultados
x_1	12,98	x_1	10,08	x_1	14,76	x_1	13,55
x_2	16,45	x_2	14,66	x_2	15,69	x_2	22,98
Q_1	16,54	Q_1	14,75	Q_1	15,78	Q_1	23,66
x_3	16,63	x_3	14,83	x_3	15,87	x_3	24,33

x ₄	19,30	x ₄	16,06	x ₄	18,87	x ₄	24,61
Q ₂	25,14	Q ₂	23,99	Q ₂	20,90	Q ₂	25,44
x ₆	27,43	x ₆	27,06	x ₆	29,63	x ₆	34,56
x ₇	28,29	x ₇	27,31	x ₇	30,65	x ₇	42,37
Q ₃	31,34	Q ₃	30,64	Q ₃	31,22	Q ₃	48,73
x ₈	34,38	x ₈	33,97	x ₈	31,78	x ₈	55,10
x ₉	39,89	x ₉	37,39	x ₉	34,15	x ₉	60,44

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26: Valor final de T_c

T _c (min)			
El Coco	Puco	Los Palos	Los Chañares
24,50	22,82	23,59	33,71

Fuente: Elaboración propia

3.6. INTENSIDAD (I)

Para la estimación de intensidad de lluvia (I), se consideran los registros de precipitación de las estaciones meteorológicas El Tejar y Campus Universitario, porque se encuentran a una altitud y ubicación geográfica próximas entre sí, y próximas a la zona de estudio.

- El Tejar (321762,25 m E ; 7616765,77 m S) 20K
- Campus Universitario (321685,47 m E ; 7616485,15 m S) 20K

Se analizará la información de las 2 estaciones meteorológicas, porque juntando sus años de registro conforman una serie de registro considerable para la estimación de modelos matemáticos de intensidad. La estación El Tejar tiene 11 años de registro y actualmente no se encuentra activa, la estación Campus Universitario cuenta con poco más de 2 años de registro y actualmente permanece en funciones.

El análisis de la información se realiza seleccionando la precipitación máxima desde 5 min a 1440 min de duración ocurrida en cada año. Para luego estimar la probabilidad de precipitación de cada duración para cierto periodo de retorno.

Para mayor precisión en la estimación de modelos matemáticos de intensidad mediante correlación múltiple lineal, los datos de precipitación serán separados y analizados en dos

grupos, el primer grupo comprenderá un rango de duración de 5 a 60 minutos, mientras que el segundo grupo se analizarán los datos de 60 a 1440 minutos.

Tabla 27: Precipitaciones máximas ($5\text{min} \leq D \leq 60\text{ min}$)

Estación	Año	Precipitación máxima (mm)					
		5 min	10 min	15 min	30 min	45 min	60 min
El Tejar	1988	13,07	20,26	22,92	28,72	33,11	39,45
El Tejar	1989	7,14	13,81	19,98	28,77	32,69	33,10
El Tejar	1990	10,39	16,72	23,04	40,48	51,76	60,98
El Tejar	1991	7,64	11,60	13,56	24,30	32,19	38,66
El Tejar	1992	8,94	15,15	20,56	33,15	41,69	46,30
El Tejar	1993	4,62	9,23	11,88	16,46	16,79	17,26
El Tejar	1994	3,74	7,47	10,99	16,21	23,02	26,16
El Tejar	1995	14,74	19,90	20,94	24,04	27,14	27,86
El Tejar	1996	2,66	5,32	7,99	12,75	16,44	20,78
El Tejar	1997	7,27	13,17	17,95	23,45	25,33	28,86
El Tejar	1998	4,59	9,17	11,35	16,60	16,84	17,07
Campus U.	2018	12,7	21,6	22,1	36,1	38,4	39,9
Campus U.	2019	11,4	18,5	24,5	34,5	40,7	42,8
Campus U.	2020	13,2	23,6	25,8	28,5	28,7	28,7

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28: Precipitaciones máximas ($60\text{ min} \leq D \leq 1440\text{ min}$)

Estación	Año	Precipitación máxima (mm)					
		60 min	120 min	180 min	360 min	720 min	1440 min
El Tejar	1988	39,45	44,21	44,72	54,91	55,30	56,00
El Tejar	1989	33,10	34,30	37,88	43,45	65,40	66,50
El Tejar	1990	60,98	81,02	83,55	84,20	85,50	86,73
El Tejar	1991	38,66	60,97	66,43	66,80	67,00	68,50
El Tejar	1992	46,30	46,88	46,90	46,92	47,00	47,80
El Tejar	1993	17,26	20,61	22,07	30,27	31,70	33,00
El Tejar	1994	26,16	29,10	32,13	38,80	42,35	84,00
El Tejar	1995	27,86	31,77	32,60	32,60	32,60	43,30
El Tejar	1996	20,78	23,40	24,40	39,90	56,50	67,00
El Tejar	1997	28,86	33,49	34,23	35,66	36,89	57,50
El Tejar	1998	17,07	20,34	26,37	33,55	48,34	49,70
Campus U.	2018	39,9	39,9	39,9	39,9	58,3	60,6

Campus U.	2019	42,8	49,9	54,6	57,6	58	58,2
Campus U.	2020	28,7	35,8	36,5	58	74,6	74,6

Fuente: Elaboración propia

3.6.1. Prueba estadística de homogeneidad (test de Mann-Kendall)

Se realiza la prueba o análisis de homogeneidad aplicando el test de Mann-Kendall a los datos de precipitación para las distintas duraciones mostradas en las tablas 27 y 28, se escoge un valor de nivel de significancia de 0,05 ($\alpha = 5\%$), que tiene un V_{crit} de -1,64 y 1,64.

Tabla 29: Test de Mann-Kendall

Duración	N	T	I	S	V	Serie
5 min	14	47	44	3	0,1	homogénea
10 min	14	48	43	0	0,0	homogénea
15 min	14	49	42	7	0,3	homogénea
30 min	14	41	50	-9	-0,5	homogénea
45 min	14	38	53	-15	-0,9	homogénea
60 min	14	38	53	-15	-0,9	homogénea
120 min	14	38	53	-15	-0,9	homogénea
180 min	14	39	52	-13	-0,8	homogénea
360 min	14	40	50	-10	-0,6	homogénea
720 min	14	47	44	3	0,1	homogénea
1440 min	14	46	45	1	0,0	homogénea

Fuente: Elaboración propia

Las series de datos de cada duración son homogéneas, por lo que la muestra es apta para analizar.

3.6.2. Distribución Gumbel

La distribución Gumbel es utilizada para estimar valores extremos, de preferencia máximos. Por lo que es necesaria su aplicación para estimar la precipitación caída en cierto tiempo, para cierto periodo de retorno.

El procedimiento detallado de la distribución se muestra en el anexo I.

Tabla 30: Precipitación para T años, según Gumbel

T años	Precipitación (mm)										
	5 min	10 min	15 min	30 min	45 min	60 min	120 min	180 min	360 min	720 min	1440 min
2	8,07	13,75	17,16	24,62	28,62	31,42	36,68	38,80	44,81	51,66	58,49
5	11,56	18,75	22,29	32,06	37,88	42,20	51,38	53,83	58,34	74,79	71,79
10	13,87	22,07	25,69	36,98	44,01	49,34	61,11	63,78	67,30	83,63	80,59
25	16,78	26,26	29,99	43,20	51,76	58,35	73,41	76,35	78,62	86,43	91,71
50	18,95	29,36	33,18	47,81	57,51	65,04	82,53	85,68	87,02	95,06	99,96
75	20,20	31,17	35,03	50,50	60,85	68,93	87,84	91,10	91,90	100,08	104,76
100	21,09	32,45	36,34	52,39	63,21	71,68	91,59	94,94	95,35	103,63	108,15

Fuente: Elaboración propia

3.6.3. Modelo de Sherman ($5\text{min} \leq D \leq 60\text{ min}$)

Después de aplicar la distribución Gumbel a la muestra, se usarán los valores obtenidos en la tabla 30 para estimar los valores del modelo de Sherman. El valor constante de corrección de duración (c), se determina según el valor que genera mayor ajuste y precisión de la muestra al modelo, en este caso el valor es ($c = 3,2$).

Tabla 31: Intensidad para T años ($5\text{ min} \leq D \leq 60\text{ min}$)

T años	Intensidad (mm/h)					
	5 min	10 min	15 min	30 min	45 min	60 min
2	96,89	82,50	68,63	49,24	38,16	31,42
5	138,71	112,53	89,17	64,11	50,51	42,20
10	166,40	132,41	102,78	73,96	58,69	49,34
25	201,39	157,53	119,97	86,40	69,01	58,35
50	227,35	176,17	132,72	95,63	76,68	65,04
75	242,43	187,00	140,13	100,99	81,13	68,93
100	253,11	194,67	145,38	104,79	84,28	71,68

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32: Correlación múltiple para Sherman ($5 \text{ min} \leq D \leq 60 \text{ min}$)

x_2	x_1	y	x_1*y	x_2*y	x_1^2	x_2^2	x_1*x_2
Log(D+c)	Log(T)	Log(I)	Log(T)*Log(I)	Log(D+c)*Log(I)	Log(T) ²	Log(D+c) ²	Log(T)*Log(D+c)
0,914	0,301	1,986	0,598	1,815	0,091	0,835	0,275
0,914	0,699	2,142	1,497	1,957	0,489	0,835	0,639
0,914	1,000	2,221	2,221	2,030	1,000	0,835	0,914
0,914	1,398	2,304	3,221	2,105	1,954	0,835	1,277
0,914	1,699	2,357	4,004	2,154	2,886	0,835	1,553
0,914	1,875	2,385	4,471	2,179	3,516	0,835	1,713
0,914	2,000	2,403	4,807	2,196	4,000	0,835	1,828
1,121	0,301	1,916	0,577	2,148	0,091	1,256	0,337
1,121	0,699	2,051	1,434	2,299	0,489	1,256	0,783
1,121	1,000	2,122	2,122	2,378	1,000	1,256	1,121
1,121	1,398	2,197	3,072	2,462	1,954	1,256	1,566
1,121	1,699	2,246	3,816	2,517	2,886	1,256	1,904
1,121	1,875	2,272	4,260	2,546	3,516	1,256	2,101
1,121	2,000	2,289	4,579	2,565	4,000	1,256	2,241
1,260	0,301	1,837	0,553	2,314	0,091	1,588	0,379
1,260	0,699	1,950	1,363	2,457	0,489	1,588	0,881
1,260	1,000	2,012	2,012	2,535	1,000	1,588	1,260
1,260	1,398	2,079	2,906	2,620	1,954	1,588	1,762
1,260	1,699	2,123	3,607	2,675	2,886	1,588	2,141
1,260	1,875	2,147	4,025	2,705	3,516	1,588	2,363
1,260	2,000	2,162	4,325	2,725	4,000	1,588	2,520
1,521	0,301	1,692	0,509	2,574	0,091	2,314	0,458
1,521	0,699	1,807	1,263	2,749	0,489	2,314	1,063
1,521	1,000	1,869	1,869	2,843	1,000	2,314	1,521
1,521	1,398	1,937	2,707	2,946	1,954	2,314	2,126
1,521	1,699	1,981	3,365	3,013	2,886	2,314	2,584
1,521	1,875	2,004	3,758	3,049	3,516	2,314	2,852
1,521	2,000	2,020	4,041	3,073	4,000	2,314	3,042
1,683	0,301	1,582	0,476	2,662	0,091	2,833	0,507

1,683	0,699	1,703	1,191	2,867	0,489	2,833	1,176
1,683	1,000	1,769	1,769	2,977	1,000	2,833	1,683
1,683	1,398	1,839	2,571	3,095	1,954	2,833	2,353
1,683	1,699	1,885	3,202	3,172	2,886	2,833	2,859
1,683	1,875	1,909	3,580	3,213	3,516	2,833	3,156
1,683	2,000	1,926	3,851	3,241	4,000	2,833	3,366
1,801	0,301	1,497	0,451	2,696	0,091	3,243	0,542
1,801	0,699	1,625	1,136	2,927	0,489	3,243	1,259
1,801	1,000	1,693	1,693	3,049	1,000	3,243	1,801
1,801	1,398	1,766	2,469	3,180	1,954	3,243	2,517
1,801	1,699	1,813	3,081	3,265	2,886	3,243	3,059
1,801	1,875	1,838	3,447	3,310	3,516	3,243	3,376
1,801	2,000	1,855	3,711	3,341	4,000	3,243	3,601
Σ	Σ	Σ	Σ	Σ	Σ	Σ	Σ
58,096	53,832	83,213	109,608	112,623	83,615	84,473	74,462

Fuente: Elaboración propia

De la tabla 32 se obtienen los valores de las ecuaciones (12), (13), (14) que forman el siguiente sistema de ecuaciones:

$$42 * a_0 + 53,832 * a_1 + 58,096 * a_2 = 83,213$$

$$53,832 * a_0 + 83,615 * a_1 + 74,462 * a_2 = 109,608$$

$$58,096 * a_0 + 74,462 * a_1 + 84,473 * a_2 = 112,623$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se calculan los valores de a_0 , a_1 , a_2 y posteriormente se obtienen los valores de K , m , n :

$$a_0 = 2,556$$

$$K = 359,559$$

$$a_1 = 0,202$$

$$m = 0,202$$

$$a_2 = -0,603$$

$$n = 0,603$$

$$I = \frac{359,559 * T^{0,202}}{(D + 3,2)^{0,603}}$$

3.6.4. Modelo de Bernard ($5\text{min} \leq D \leq 60\text{ min}$)

Se trabaja con los valores de intensidad propuestos en la tabla 31.

Tabla 33: Correlación múltiple para Bernard ($5\text{ min} \leq D \leq 60\text{ min}$)

X2	X1	y	X1*y	X2*y	X1 ²	X2 ²	X1*X2
Log(D)	Log(T)	Log(I)	Log(T)*Log(I)	Log(D)*Log(I)	Log(T) ²	Log(D) ²	Log(T)*Log(D)
0,699	0,301	1,986	0,598	1,388	0,091	0,489	0,210
0,699	0,699	2,142	1,497	1,497	0,489	0,489	0,489
0,699	1,000	2,221	2,221	1,553	1,000	0,489	0,699
0,699	1,398	2,304	3,221	1,610	1,954	0,489	0,977
0,699	1,699	2,357	4,004	1,647	2,886	0,489	1,188
0,699	1,875	2,385	4,471	1,667	3,516	0,489	1,311
0,699	2,000	2,403	4,807	1,680	4,000	0,489	1,398
1,000	0,301	1,916	0,577	1,916	0,091	1,000	0,301
1,000	0,699	2,051	1,434	2,051	0,489	1,000	0,699
1,000	1,000	2,122	2,122	2,122	1,000	1,000	1,000
1,000	1,398	2,197	3,072	2,197	1,954	1,000	1,398
1,000	1,699	2,246	3,816	2,246	2,886	1,000	1,699
1,000	1,875	2,272	4,260	2,272	3,516	1,000	1,875
1,000	2,000	2,289	4,579	2,289	4,000	1,000	2,000
1,176	0,301	1,837	0,553	2,160	0,091	1,383	0,354
1,176	0,699	1,950	1,363	2,294	0,489	1,383	0,822
1,176	1,000	2,012	2,012	2,366	1,000	1,383	1,176
1,176	1,398	2,079	2,906	2,445	1,954	1,383	1,644
1,176	1,699	2,123	3,607	2,497	2,886	1,383	1,998
1,176	1,875	2,147	4,025	2,525	3,516	1,383	2,205
1,176	2,000	2,162	4,325	2,543	4,000	1,383	2,352
1,477	0,301	1,692	0,509	2,500	0,091	2,182	0,445
1,477	0,699	1,807	1,263	2,669	0,489	2,182	1,032
1,477	1,000	1,869	1,869	2,761	1,000	2,182	1,477
1,477	1,398	1,937	2,707	2,860	1,954	2,182	2,065
1,477	1,699	1,981	3,365	2,926	2,886	2,182	2,510
1,477	1,875	2,004	3,758	2,961	3,516	2,182	2,770

1,477	2,000	2,020	4,041	2,984	4,000	2,182	2,954
1,653	0,301	1,582	0,476	2,615	0,091	2,733	0,498
1,653	0,699	1,703	1,191	2,816	0,489	2,733	1,156
1,653	1,000	1,769	1,769	2,924	1,000	2,733	1,653
1,653	1,398	1,839	2,571	3,040	1,954	2,733	2,311
1,653	1,699	1,885	3,202	3,116	2,886	2,733	2,809
1,653	1,875	1,909	3,580	3,156	3,516	2,733	3,100
1,653	2,000	1,926	3,851	3,184	4,000	2,733	3,306
1,778	0,301	1,497	0,451	2,662	0,091	3,162	0,535
1,778	0,699	1,625	1,136	2,890	0,489	3,162	1,243
1,778	1,000	1,693	1,693	3,011	1,000	3,162	1,778
1,778	1,398	1,766	2,469	3,140	1,954	3,162	2,486
1,778	1,699	1,813	3,081	3,224	2,886	3,162	3,021
1,778	1,875	1,838	3,447	3,269	3,516	3,162	3,334
1,778	2,000	1,855	3,711	3,299	4,000	3,162	3,556
Σ	Σ	Σ	Σ	Σ	Σ	Σ	Σ
54,485	53,832	83,213	109,608	104,973	83,615	76,640	69,834

Fuente: Elaboración propia

De la tabla 33, se obtienen los valores de las ecuaciones (12), (13), (14) que forman el siguiente sistema de ecuaciones:

$$42 * a_0 + 53,832 * a_1 + 54,485 * a_2 = 83,213$$

$$53,832 * a_0 + 83,615 * a_1 + 69,834 * a_2 = 109,608$$

$$54,485 * a_0 + 69,834 * a_1 + 76,640 * a_2 = 104,973$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se calculan los valores de a_0 , a_1 , a_2 y posteriormente se obtienen los valores de K , m , n :

$$a_0 = 2,370$$

$$K = 234,502$$

$$a_1 = 0,202$$

$$m = 0,202$$

$$a_2 = -0,499$$

$$n = 0,499$$

$$I = \frac{234,502 * T^{0,202}}{D^{0,499}}$$

3.6.5. Modelo de Sherman ($60 \text{ min} \leq D \leq 1440 \text{ min}$)

Después de aplicar la distribución Gumbel a la muestra, se usan los valores obtenidos en la tabla 30 para estimar los valores del modelo de Sherman. El valor constante de corrección de duración (c), se determina según el valor que genera mayor ajuste y precisión de la muestra al modelo, en este caso el valor es ($c = 25,7$).

Tabla 34: Intensidad para T años ($60 \text{ min} \leq D \leq 1440 \text{ min}$)

T años	Intensidad (mm/h)					
	60 min	120 min	180 min	360 min	720 min	1440 min
2	31,42	18,34	12,93	7,47	4,31	2,44
5	42,20	25,69	17,94	9,72	6,23	2,99
10	49,34	30,56	21,26	11,22	6,97	3,36
25	58,35	36,71	25,45	13,10	7,20	3,82
50	65,04	41,27	28,56	14,50	7,92	4,17
75	68,93	43,92	30,37	15,32	8,34	4,36
100	71,68	45,80	31,65	15,89	8,64	4,51

Fuente: Elaboración propia

El procedimiento de correlación múltiple se presenta en el anexo J, y obtienen los valores de las ecuaciones (12), (13), (14) que forman el siguiente sistema de ecuaciones:

$$42 * a_0 + 53,832 * a_1 + 105,242 * a_2 = 49,614$$

$$53,832 * a_0 + 83,615 * a_1 + 134,889 * a_2 = 66,357$$

$$105,242 * a_0 + 134,889 * a_1 + 271,125 * a_2 = 117,252$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se calculan los valores de a_0 , a_1 , a_2 y posteriormente se obtienen los valores de K, m, n:

$$a_0 = 3,328$$

$$K = 2126,591$$

$$a_1 = 0,189$$

$$m = 0,189$$

$$a_2 = -0,953$$

$$n = 0,953$$

$$I = \frac{2126,591 * T^{0,189}}{(D + 25,7)^{0,953}}$$

3.6.6. Modelo de Bernard ($60 \text{ min} \leq D \leq 1440 \text{ min}$)

La correlación múltiple trabaja con los valores de la tabla 34. El procedimiento se presenta en el anexo J, y se obtienen los valores de las ecuaciones (12), (13), (14), que forman el siguiente sistema de ecuaciones:

$$42 * a_0 + 53,832 * a_1 + 102,792 * a_2 = 49,614$$

$$53,832 * a_0 + 83,615 * a_1 + 131,750 * a_2 = 66,357$$

$$102,792 * a_0 + 131,750 * a_1 + 260,717 * a_2 = 113,584$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se calculan los valores de a_0 , a_1 , a_2 y posteriormente obtienen los valores de K , m , n :

$$a_0 = 3,039$$

$$K = 1093,908$$

$$a_1 = 0,189$$

$$m = 0,189$$

$$a_2 = -0,858$$

$$n = 0,858$$

$$I = \frac{1093,908 * T^{0,189}}{D^{0,858}}$$

3.6.7. Intensidad

Se determinó para cada modelo los errores estándares, los coeficientes de determinación múltiple, los coeficientes de correlación múltiple y el error cuadrático mínimo con el objeto de elegir cuál de los modelos se ajusta mejor a la información.

La tabla 35, muestra la comparación de los coeficientes estadísticos de cada modelo. Se elige como modelo matemático de mejor ajuste a la información, aquel que tenga el más elevado coeficiente de correlación y el menor error cuadrático mínimo.

Tabla 35: Comparación de ecuaciones

Modelo	\bar{I}	N	P	Se ²	S _i ²	Se	R ²	R	C
5 min < D < 60 min									
Sherman	109,25	42	3	37,12	3320,73	6,09	0,99	0,99	38,05
Bernard	109,25	42	3	53,13	3320,73	7,29	0,98	0,99	45,52
60 min < D < 1440 min									
Sherman	22,85	42	3	1,92	383,73	1,38	0,995	0,997	8,65
Bernard	22,85	42	3	4,99	383,73	2,23	0,986	0,993	13,95

Fuente: Elaboración propia

Analizando la tabla 35, se demuestra que las ecuaciones que mejor se ajustan a los datos son:

Ecuación de Sherman $5 \leq D \leq 60$ min.

$$I = \frac{359,559 * T^{0,202}}{(D + 3,2)^{0,603}}$$

Ecuación de Sherman $60 \leq D \leq 1440$ min.

$$I = \frac{2126,591 * T^{0,189}}{(D + 25,7)^{0,953}}$$

Considerando que el método racional supone que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración (T_c), se utilizará este tiempo como duración de la tormenta. Se aplicará el modelo de Sherman, debido que los tiempos de concentración de todas las cuencas estudiadas son menores a 60 minutos. Se obtienen los siguientes valores de intensidad de precipitación:

Tabla 36: Resultados de estimación de intensidad

Quebrada	D (min)	T (años)	I (mm/h)
El Coco	24,50	50	107,114
Puco	22,82	50	111,229
Los Palos	23,59	50	109,292
Los Chañares	33,71	50	90,101

Fuente: Elaboración propia

3.7. CAUDALES MÁXIMOS

Según la tabla 1, que sugiere métodos hidrológicos para realizar la estimación de caudales en función del área de la cuenca, se define que para la estimación de caudales de diseño y de verificación de este proyecto, se empleará el método racional (1).

El coeficiente de escorrentía “C” se estimó por distintos métodos, y se determinó adoptar los valores obtenidos por el método del número de curva desarrollado por SCS (tabla 21). Porque a medida que se va desarrollando un aguacero analiza como la lluvia neta y el coeficiente de escorrentía van evolucionando hasta que se llega al valor final dado por la precipitación acumulada.

Los valores de área se presentan en la tabla 17, y los valores de intensidad en la tabla 36.

Tabla 37: Caudales máximos

Quebrada	C	I (mm/h)	A (Km ²)	Q (m ³ /s)
El Coco	0,736	107,114	0,228	5,00
Puco	0,741	111,229	0,265	6,07
Los Palos	0,818	109,292	0,416	10,33
Los Chañares	0,781	90,101	0,435	8,50

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO IV
DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE
OBRAS DE DRENAJE Y OBRAS
COMPLEMENTARIAS

4.1. QUEBRADA “EL COCO”

Las aguas pluviales aportadas por la quebrada El Coco escurren 500 m. por la vía principal de la comunidad de San Mateo para recién ser evacuadas por la alcantarilla más cercana.

Para solucionar los problemas de drenaje de la quebrada El Coco, se diseñan diques de sedimentación aguas arriba del punto de desembocadura de la quebrada en la vía principal de la comunidad, y el diseño de un canal con tapa paralelo a la calzada, que evacue el caudal desde tal punto de desembocadura hasta la alcantarilla más cercana. La función principal del diseño de los diques, es retener la mayor cantidad de sedimentos, antes que el flujo ingrese al canal de evacuación, para evitar la acumulación de sedimentos dentro del canal.

4.1.1. Diseño de diques retención de sedimentos

Evaluando las características de terreno del cauce principal de la quebrada, se determina conveniente y lógico, el diseño de dos diques de sedimentación ubicados a 40 m. y 65 m. aguas arriba del punto de desembocadura. En el anexo J, se presentan las secciones transversales.

Considerando la economía y la abundancia de material de canto rodado en los ríos Guadalquivir y Sella que se encuentran a 1 km. de la ubicación de obra, los diques de sedimentación serán diseñados con gaviones tipo caja, de acuerdo a las medidas comerciales presentadas en la tabla 40.

Tabla 38: Dimensiones comerciales de gaviones

COD	Dimensiones					
	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Volumen (m ³)	Núm. de diafragmas	Peso aprox. (Kg/Pza)
A	1,5	1,0	1,0	1,5	0	15
B	1,5	1,0	1,0	1,5	1	17
C	1,5	1,0	0,5	0,75	1	8,5
D	2,0	1,0	1,0	2,0	0	18
E	2,0	1,0	1,0	2,0	1	20
F	2,0	1,0	0,5	1,0	1	14
G	3,0	1,0	1,0	3,0	2	29

H	3,0	1,0	0,5	1,5	2	21
I	4,0	1,0	1,0	4,0	3	40
J	4,0	1,0	0,5	2,0	3	26
K	5,0	1,0	1,0	5,0	4	47
L	5,0	1,0	0,5	2,5	4	34
M	5,0	2,0	1,0	10	8	84

Fuente: <https://corinsa-srl.com/>

Dique de retención de sedimentos (0+000 m)

Cimentación y empotramiento

Previo a la excavación para cimentación y empotramiento se realiza el suavizado de talud de ambos márgenes de la quebrada (según la dirección del flujo):

- Margen derecho: (0,75:1) V:H
- Margen izquierdo: (0,65:1) V:H

La cimentación y empotramiento del dique depende de la profundidad de socavación. Por lo que es necesario conocer el caudal unitario y el valor de f . (Ver anexo N)

Considerando los valores propuestos para distintos tipos de tramo (tabla 16), el valor del factor de ajuste de socavación (K_{sa}) será 1,50. Por ser tramo recto el sitio de emplazamiento del dique.

Tabla 39: Resultados de socavación (dique 0+000 m)

T años	Q m ³ /s	Tirante m	Ancho m	q m ³ /s	f	Ds m	Ksa	dsa m
25	4,34	0,53	5,731	0,757	2,6	0,816	1,5	0,69
50	5,00	0,56	5,823	0,857	2,6	0,886	1,5	0,77
75	5,42	0,58	5,884	0,921	2,6	0,929	1,5	0,81

Fuente: Elaboración propia

Considerando los valores de profundidad de socavación de la tabla 39 y que la profundidad de empotramiento o cimentación debe ser mayor para garantizar la estabilidad de la estructura, esta última será igual a 1,5 m.

Altura de dique (H)

Analizando la sección transversal del terreno (Anexo M), la altura total del dique es 3,5 m.

Diseño del vertedero

El vertedero tendrá una longitud de 5 m para disminuir la altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero.

$$H_d = \left(\frac{Q_{\max}}{C_d * L_v} \right)^{2/3}$$

$$H_d = \left(\frac{5,00 \text{ m}^3/\text{s}}{1,45 * 5 \text{ m}} \right)^{2/3}$$

$$H_d = 0,78 \text{ m}$$

Dimensionamiento de colchón dissipador

$$D = \frac{Q^2}{L_v^2 * g * h^3}$$

$$D = \frac{(5,00 \text{ m}^3/\text{s})^2}{(5\text{m})^2 * (9,81 \text{ m/s}^2) * (1,5 \text{ m})^3}$$

$$D = 0,03$$

$$L_d = 4,30 * D^{0,27} * h$$

$$L_d = 4,30 * 0,03^{0,27} * 1,5 \text{ m}$$

$$L_d = 2,50 \text{ m}$$

$$Y_p = 1,00 * D^{0,22} * h$$

$$Y_p = 1,00 * 0,03^{0,22} * 1,5 \text{ m}$$

$$Y_p = 0,69 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,54 * D^{0,425} * h$$

$$Y_1 = 0,54 * 0,03^{0,425} * 1,5 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,18 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,66 * D^{0,27} * h$$

$$Y_2 = 1,66 * 0,03^{0,27} * 1,5 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,97 \text{ m}$$

$$L_r = 5 \cdot (Y_2 - Y_1)$$

$$L_r = 5 \cdot (0,97 \text{ m} - 0,18 \text{ m})$$

$$L_r = 3,92 \text{ m}$$

$$L_{\text{colchón}} = L_d + L_r$$

$$L_{\text{colchón}} = 2,84 \text{ m} + 6,02 \text{ m}$$

$$L_{\text{colchón}} = 6,43 \text{ m} \approx 6,5 \text{ m}$$

Cálculo del peso de la lámina vertical (q)

$$q = H_d \cdot b \cdot a \cdot \gamma_w$$

$$q = 0,78 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ Kg/m}^3$$

$$q = 935 \text{ kg}$$

$$X_{(q)} = B - b/2$$

$$X_{(q)} = 3 \text{ m} - 1 \text{ m} / 2$$

$$X_{(q)} = 2,5 \text{ m}$$

Cálculo del peso de la sección crítica unitaria (P)

$$V = h_1 \cdot B + h_2 \cdot b_2 + h_3 \cdot b_3$$

$$V = 1 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} + 0,5 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} + 1,5 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}$$

$$V = 5,5 \text{ m}^3$$

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n)$$

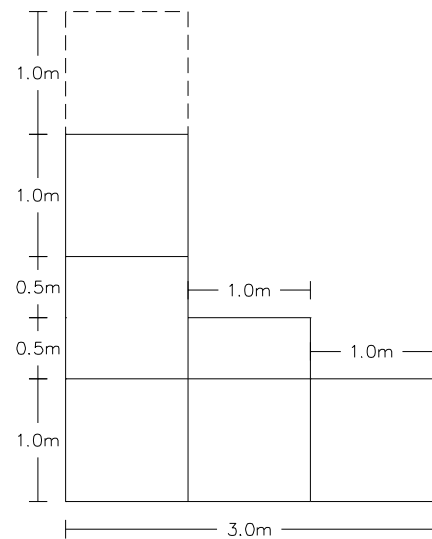
$$\gamma_g = 1700 \text{ Kg/m}^3 \cdot (1 - 0,3)$$

$$\gamma_g = 1190 \text{ Kg/m}^3$$

$$P = V \cdot \gamma_g$$

$$P = 6 \text{ m}^3 \cdot 1190 \text{ Kg/m}^3$$

$$P = 6545 \text{ Kg}$$



El centro de gravedad de la sección unitaria del dique será determina mediante el teorema de Steiner:

Tabla 40: Teorema de Steiner (dique 0+000 m)

N °	b (m)	h (m)	A (m ²)	X (m)	Y (m)	A*x (m ³)	A*y (m ³)
①	3,0	1,0	3,0	1,50	0,50	4,5	1,5
②	2,0	0,5	1,0	1,00	1,25	1,0	1,3
③	1,0	1,5	1,5	0,50	2,25	0,8	3,4

Fuente: Elaboración propia

$$\bar{x} = B - \frac{\sum A*x}{\sum A}$$

$$\bar{x} = 3 \text{ m} - \frac{6,25 \text{ m}^3}{5,5 \text{ m}^2}$$

$$\bar{x} = 1,86 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A*y}{\sum A}$$

$$\bar{y} = \frac{6,13 \text{ m}^3}{5,5 \text{ m}^2}$$

$$\bar{y} = 1,11 \text{ m}$$

Cálculo del empuje hidrostático aguas arriba(E)

$$E_H = \frac{\gamma_w * h_c^2}{2}$$

$$E_H = \frac{1200 \text{ Kg/m}^3 * (1,5 \text{ m})^2}{2}$$

$$E_H = 1350 \text{ Kg}$$

$$Y_{(EH)} = h_c + \frac{h_c}{3}$$

$$Y_{(EH)} = 1,5 \text{ m} + \frac{1,5 \text{ m}}{3}$$

$$Y_{(EH)} = 2,0 \text{ m}$$

Cálculo del empuje hidrostático aguas abajo (E_w)

$$E_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * (Y_p)^2$$

$$E_w = \frac{1}{2} * 1200 \text{ Kg/m}^3 * (0,69 \text{ m})^2$$

$$E_w = 289 \text{ Kg}$$

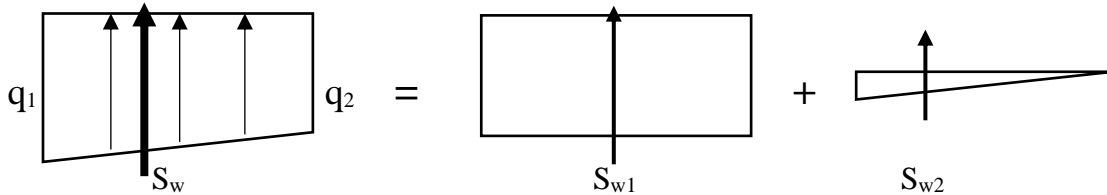
$$Y_{(Ew)} = h_c + \frac{Y_p}{3}$$

$$Y_{(Ew)} = 1,5 \text{ m} + \frac{0,69 \text{ m}}{3}$$

$$Y_{(Ew)} = 1,73 \text{ m}$$

Cálculo de subpresión

Para analizar la carga trapezoidal de subpresión se dividirá en dos cargas, una rectangular y otra triangular.



$$q_1 = \gamma_w * h_c$$

$$q_1 = 1200 \text{ Kg/m}^3 * 1,5 \text{ m}$$

$$q_1 = 1800 \text{ Kg/m}$$

$$S_{w1} = q_2 * B$$

$$S_{w1} = 1596 \text{ Kg/m} * 3 \text{ m}$$

$$S_{w1} = 4788 \text{ Kg}$$

$$X_{S_{w1}} = B/2$$

$$X_{S_{w1}} = 3 \text{ m} / 2$$

$$X_{S_{w1}} = 1,5 \text{ m}$$

$$q_2 = \gamma_w * h_w$$

$$q_2 = 1200 \text{ Kg/m}^3 * 1,33 \text{ m}$$

$$q_2 = 1596 \text{ Kg/m}$$

$$S_{w2} = ((q_1 - q_2) * B) / 2$$

$$S_{w2} = ((1800 - 1596) \text{ Kg/m} * 3 \text{ m}) / 2$$

$$S_{w2} = 306 \text{ Kg}$$

$$X_{S_{w2}} = 2 * B / 3$$

$$X_{S_{w2}} = 2 * 3 \text{ m} / 3$$

$$X_{S_{w2}} = 2 \text{ m}$$

Análisis de estabilidad

Procedimiento y resultados en anexo O.

Dique de retención de sedimentos (0+021 m)

Cimentación y empotramiento

Previo a la excavación para cimentación y empotramiento se realiza el suavizado de talud de ambos márgenes de la quebrada (según la dirección del flujo):

- Margen derecho: (1:1) V:H
- Margen izquierdo: (0,5:1) V:H

La cimentación y empotramiento del dique depende de la profundidad de socavación. Por lo que es necesario conocer el caudal unitario y los valores de los factores Ksa y f.

(Ver anexo N)

Tabla 41: Resultados de socavación (dique 0+021 m)

T años	Q m ³ /s	Tirante m	Ancho m	q m ³ /s	f	Ds m	Ksa	dsa m
25	4,34	0,52	5,06	0,858	2,604	0,886	1,5	0,81
50	4,99	0,56	5,18	0,963	2,604	0,957	1,5	0,88
75	5,42	0,58	5,24	1,034	2,604	1,004	1,5	0,92

Fuente: Elaboración propia

Considerando los valores de profundidad de socavación de la tabla 41 y que la profundidad de empotramiento debe ser mayor para garantizar la estabilidad de la estructura, esta última será igual a 1,5 m.

Altura de dique (H)

Analizando la sección transversal del terreno (Anexo M), la altura total del dique es 3 m.

Diseño del vertedero

El vertedero tendrá una longitud de 5 m para disminuir la altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero.

$$H_d = \left(\frac{Q_{\max}}{C_d * L_v} \right)^{2/3}$$

$$H_d = \left(\frac{5,00 \text{ m}^3/\text{s}}{1,45 * 5 \text{ m}} \right)^{2/3}$$

$$H_d = 0,78 \text{ m}$$

Dimensionamiento de colchón disipador

$$D = \frac{Q^2}{L_v^2 * g * h^3}$$

$$D = \frac{(5,00 \text{ m}^3/\text{s})^2}{(5\text{m})^2 * (9,81 \text{ m/s}^2) * (1 \text{ m})^3}$$

$$D = 0,10$$

$$L_d = 4,30 * D^{0,27} * h$$

$$L_d = 4,30 * 0,10^{0,27} * 1 \text{ m}$$

$$L_d = 2,32 \text{ m}$$

$$Y_p = 1,00 * D^{0,22} * h$$

$$Y_p = 1,00 * 0,10^{0,22} * 1 \text{ m}$$

$$Y_p = 0,61 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,54 * D^{0,425} * h$$

$$Y_1 = 0,54 * 0,10^{0,425} * 1 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,20 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,66 * D^{0,27} * h$$

$$Y_2 = 1,66 * 0,10^{0,27} * 1 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,90 \text{ m}$$

$$L_r = 5 * (Y_2 - Y_1)$$

$$L_r = 5 * (0,90 \text{ m} - 0,20 \text{ m})$$

$$L_r = 3,45 \text{ m}$$

$$L_{\text{colchón}} = L_d + L_r$$

$$L_{\text{colchón}} = 2,32 \text{ m} + 3,45 \text{ m}$$

$$L_{\text{colchón}} = 5,77 \text{ m} \approx 6 \text{ m}$$

Cálculo del peso de la lámina vertiente sobre el vertedero (q)

$$q = H_d * b * a * \gamma_w$$

$$q = 0,78 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1200 \text{ Kg/m}^3$$

$$q = 935 \text{ Kg}$$

$$X_{(q)} = B - b/2$$

$$X_{(q)} = 2 \text{ m} - 1 \text{ m} / 2$$

$$X_{(q)} = 1,5 \text{ m}$$

Cálculo del peso de la sección crítica unitaria (P)

$$V = h_1 * B + h_2 * b_2$$

$$V = 1 \text{ m} * 2 \text{ m} + 1,5 \text{ m} * 1 \text{ m}$$

$$V = 3,5 \text{ m}^3$$

$$\gamma_g = \gamma_p * (1-n)$$

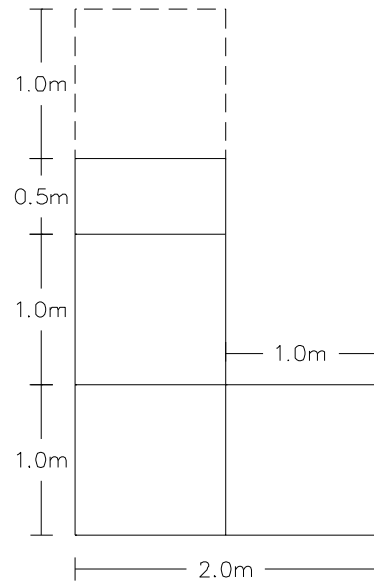
$$\gamma_g = 1700 \text{ Kg/m}^3 * (1 - 0,3)$$

$$\gamma_g = 1190 \text{ Kg/m}^3$$

$$P = V * \gamma_g$$

$$P = 3,5 \text{ m}^3 * 1190 \text{ Kg/m}^3$$

$$P = 4165 \text{ Kg}$$



El centro de gravedad de la sección unitaria del dique será determina mediante el teorema de Steiner:

Tabla 42: Teorema de Steiner (dique 0+021 m)

N °	b (m)	h (m)	A (m ²)	X (m)	Y (m)	A*x (m ³)	A*y (m ³)
①	2,0	1,0	2,0	1,0	0,50	2,0	1,0
②	1,0	1,5	1,5	0,5	1,75	0,8	2,6

Fuente: Elaboración propia

$$\bar{x} = B - \frac{\sum A*x}{\sum A}$$

$$\bar{x} = 2 \text{ m} - \frac{2,75 \text{ m}^3}{3,5 \text{ m}^2}$$

$$\bar{x} = 1,21 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A*y}{\sum A}$$

$$\bar{y} = \frac{3,36 \text{ m}^3}{3,5 \text{ m}^2}$$

$$\bar{y} = 1,04 \text{ m}$$

Cálculo del empuje hidrostático aguas arriba(E)

$$E_H = \frac{\gamma_w * h_e^2}{2}$$

$$E_H = \frac{1200 \text{ Kg/m}^3 * (1 \text{ m})^2}{2}$$

$$E_H = 600 \text{ Kg}$$

$$Y_{(EH)} = h_c + \frac{h_c}{3}$$

$$Y_{(EH)} = 1,5 \text{ m} + \frac{1 \text{ m}}{3}$$

$$Y_{(EH)} = 1,83 \text{ m}$$

Cálculo del empuje hidrostático aguas abajo (E_w)

$$E_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * (Y_p)^2$$

$$E_w = \frac{1}{2} * 1200 \text{ Kg/m}^3 * (0,61 \text{ m})^2$$

$$E_w = 219 \text{ Kg}$$

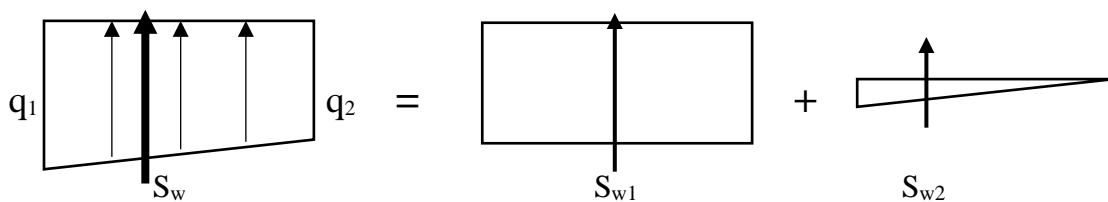
$$Y_{(Ew)} = h_c + \frac{Y_p}{3}$$

$$Y_{(Ew)} = 1,5 \text{ m} + \frac{0,61 \text{ m}}{3}$$

$$Y_{(Ew)} = 1,70 \text{ m}$$

Cálculo de subpresión

Para analizar la carga trapezoidal de subpresión se dividirá en dos cargas, una rectangular y otra triangular.



$$q_1 = \gamma_w * h_c$$

$$q_1 = 1200 \text{ Kg/m}^3 * 1,5 \text{ m}$$

$$q_1 = 1800 \text{ Kg/m}$$

$$S_{w1} = q_2 * B$$

$$S_{w1} = 1596 \text{ Kg/m} * 2 \text{ m}$$

$$S_{w1} = 3192 \text{ Kg}$$

$$q_2 = \gamma_w * h_w$$

$$q_2 = 1200 \text{ Kg/m}^3 * 1,33 \text{ m}$$

$$q_2 = 1596 \text{ Kg/m}$$

$$S_{w2} = ((q_1 - q_2) * B) / 2$$

$$S_{w2} = ((1800 - 1596) \text{ Kg/m} * 2 \text{ m}) / 2$$

$$S_{w2} = 204 \text{ Kg}$$

$$X_{Sw1} = B/2$$

$$X_{Sw1} = 2 \text{ m} / 2$$

$$X_{Sw1} = 1 \text{ m}$$

$$X_{Sw2} = 2*B/3$$

$$X_{Sw2} = 2*2 \text{ m} / 3$$

$$X_{Sw2} = 1,33 \text{ m}$$

Análisis de estabilidad

Procedimiento y resultados en anexo O.

4.1.2. Diseño de canal de encauzamiento

Se diseñará un canal rectangular de hormigón ciclópeo que cumpla la función de encauzar el flujo y proteja el lecho del cauce de la caída de agua del dique de sedimentación (0+021 m).

Diseño hidráulico

Para el diseño del canal se considerará las dimensiones y resultados de cálculo del dique de sedimentación aguas arriba (0+021 m).

Altura de pared de canal (H)

La altura de las paredes del canal será la sumatoria del borde libre (BL) y la profundidad del remanso del flujo aguas abajo del dique (Y_2).

$$Y_2 < H$$

$$H = Y_2 + BL$$

$$H = 0,90 \text{ m} + 0,20 \text{ m}$$

$$H = 1,10 \text{ m}$$

Ancho de solera (b)

El ancho de solera inicial del canal (b_1) debe ser mayor a la longitud del vertedero para evitar que el agua golpee las paredes durante la caída, el ancho (b_1) se mantendrá hasta concluir la longitud de disipación, después se debe reducir el ancho de solera a 2,5 m (b_2).

$$L_v < b_1$$

$$L_v = 5 \text{ m} < b_1 = 6 \text{ m}$$

Tirante normal y velocidad de flujo

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) para hormigón ciclópeo será de 0,014.

El canal tendrá una pendiente (S) igual a 0,032 m/m, que es la pendiente longitudinal real del cauce en ese tramo.

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

$$Q = \frac{1}{n} * (b * y_n) * \left(\frac{b * y_n}{b + 2 * y_n} \right)^{2/3} * \sqrt{S}$$

$$5,00 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = \frac{1}{0,014} * (6 \text{ m} * y_n) * \left(\frac{6 \text{ m} * y_n}{b + 2 * 6 \text{ m}} \right)^{2/3} * \sqrt{0,032}$$

Iterando: $y_n = 0,20 \text{ m}$

$$A = b_1 * y_n$$

$$A = 6 \text{ m} * 0,2 \text{ m}$$

$$A = 1,20 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A$$

$$V = \frac{5,00 \text{ m}^3}{1,20 \text{ m}^2 \text{ s}}$$

$$V = 4,18 \text{ m/s}$$

Diseño estructural

Para determinar el espesor de las paredes y solera, se analizará la estabilidad estructural de una sección unitaria del canal según las condiciones de núcleo central, deslizamiento y vuelco. (Ver anexo O)

4.1.3. Diseño de caída vertical

La caída vertical es necesaria para acondicionar el diseño a la topografía del terreno, debido que el desnivel entre la cota de solera del canal de encauzamiento y la cota de solera del canal de evacuación, es de 1,5 m.

Diseño hidráulico

Sección de control

$$y_n + \frac{V_n^2}{2 * g} = y_c + \frac{y_c}{2}$$

$$0,20 \text{ m} + \frac{(4,18 \text{ m/s})^2}{2 * (9,81 \text{ m/s}^2)} = y_c + \frac{y_c}{2}$$

Iterando: $y_c = 0,73 \text{ m}$

$$B_c = \frac{Q}{Y_c * \sqrt{g * y_c}}$$

$$B_c = \frac{5,00}{0,73 \text{ m} * \sqrt{9,81 \text{ m/s}^2 * 0,73 \text{ m}}}$$

$$B_c = 2,58 \text{ m} \approx 2,60 \text{ m}$$

$$V_c = \sqrt{g * y_c}$$

$$V_c = \sqrt{9,81 \text{ m/s}^2 * 0,73 \text{ m}}$$

$$V_c = 2,67 \text{ m/s}$$

Longitud de transición (L_T)

$$L_T = \frac{T_1 - T_2}{2 * \tan(\alpha)}$$

$$L_T = \frac{6 \text{ m} - 2,6 \text{ m}}{2 * \tan(22,5^\circ)}$$

$$L_T = 4,13 \text{ m} \approx 4,5 \text{ m}$$

Profundidad de colchón disipador

$$e = \frac{\Delta z}{3}$$

$$e = \frac{1,5 \text{ m}}{3}$$

$$e = 0,5 \text{ m}$$

Altura total de caída

$$h = \Delta z + e$$

$$h = 1,5 \text{ m} + 0,5 \text{ m}$$

$$h = 2 \text{ m}$$

Ancho de sección de colchón disipador

El ancho de base del colchón disipador debe ser mayor al ancho de la sección crítica para evitar que el agua golpee las paredes mientras cae.

$$B_c < B_{\text{colchón}}$$

$$2,6 \text{ m} < 3 \text{ m}$$

Longitud del colchón disipador

$$D = \frac{Q^2}{B_c^2 * g * (h)^3}$$

$$D = \frac{(5,00 \text{ m}^3/\text{s})^2}{(2,6 \text{ m})^2 * (9,81 \text{ m}/\text{s}^2) * (2 \text{ m})^3}$$

$$D = 0,047$$

$$L_d = 4,30 * D^{0,27} * h$$

$$L_d = 4,30 * 0,047^{0,27} * 2 \text{ m}$$

$$L_d = 3,77 \text{ m}$$

$$Y_p = 1,00 * D^{0,22} * h$$

$$Y_p = 1,00 * 0,047^{0,22} * 2 \text{ m}$$

$$Y_p = 1,02 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,54 * D^{0,425} * h$$

$$Y_1 = 0,54 * 0,047^{0,425} * 2 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,30 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,66 * D^{0,27} * h$$

$$Y_2 = 1,66 * 0,047^{0,27} * 2 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,46 \text{ m}$$

$$L_r = 5 * (Y_2 - Y_1)$$

$$L_r = 5 * (1,46 \text{ m} - 0,30 \text{ m})$$

$$L_r = 5,80 \text{ m}$$

$$L_{\text{colchón}} = L_d + L_r$$

$$L_{\text{colchón}} = 3,77 \text{ m} + 5,80 \text{ m}$$

$$L_{\text{colchón}} = 9,57 \text{ m} \approx 10 \text{ m}$$

Diseño estructural

La estructura estará compuesta de hormigón armado. Para determinar el espesor de las paredes y solera, se analizará la estabilidad estructural de una sección unitaria del canal según las condiciones de núcleo central, deslizamiento y vuelco. (Ver anexo O)

4.1.4. Diseño de canal de evacuación

Realizado el estudio topográfico del recorrido que realiza el flujo por la carretera, el diseño dependerá de:

- Área disponible.
- Pendiente longitudinal de terreno.
- Cota de elevación de alcantarilla al final de canal.

Analizando las condicionantes de diseño, el canal de evacuación será paralelo a la carretera por el margen izquierdo (según dirección del flujo).

Hasta la progresiva (0+228 m) el canal tendrá una pendiente de 2% y un ancho de solera de 0,90 m (sección 1). Posterior a la progresiva (0+228 m) se diseña una transición para que el canal adopte una nueva sección (sección 2), esta tendrá una pendiente de 1% y un ancho de solera de 1,2 m.

Diseño hidráulico (Sección 1)

Transición de entrada

Después de disipar la energía de la caída vertical se debe reducir el ancho de solera del canal a 1 m debido al poco terreno disponible.

$$L_T = \frac{T_1 - T_2}{2 * \tan(\alpha)}$$
$$L_T = \frac{3,2 \text{ m} - 0,9 \text{ m}}{2 * \tan(22,5^\circ)}$$
$$L_T = 2,77 \text{ m} \approx 3,0 \text{ m}$$

Tirante normal y velocidad de flujo

- Base del canal será de 0,9 m.
- El valor de coeficiente de rugosidad de Manning para canal de hormigón será 0,013.
- La pendiente de diseño será 0,02 m/m.
- Bordo libre en paredes 0,10 m.

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

$$Q = \frac{1}{n} * (b * y_n) * \left(\frac{b * y_n}{b + 2 * y_n} \right)^{2/3} * \sqrt{S}$$

$$5,00 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = \frac{1}{0,013} * (0,9 \text{ m} * y_n) * \left(\frac{0,9 \text{ m} * y_n}{0,9 \text{ m} + 2 * y_n} \right)^{2/3} * \sqrt{0,02}$$

Iterando: $y_n = 1,09 \text{ m}$

$$A = b * y_n$$

$$A = 0,9 \text{ m} * 1,09 \text{ m}$$

$$A = 0,985 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A$$

$$V = \frac{5,00 \text{ m}^3}{0,985 \text{ m}^2 \text{ s}}$$

$$V = 5,08 \text{ m/s}$$

Tensión tractiva

$$\tau = \rho * R * S$$

$$\tau = 1000 \text{ Kg/m}^3 * 0,32 \text{ m} * 0,02 \text{ m/m}$$

$$\tau = 6,37 \text{ Pa}$$

Número de Froude

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

$$F = \frac{5,08 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 1,09 \text{ m}}}$$

$$F = 1,55 \quad \text{flujo supercrítico}$$

Tomando en cuenta que el canal debe cumplir la función de evacuar las aguas pluviales, adaptándose a la topografía del terreno, el tipo de flujo no será considerado una característica fundamental para el diseño.

Diseño hidráulico (Sección 2)

Transición de entrada

Después de disipar la energía de la caída vertical se debe reducir el ancho de solera del canal a 1 m debido al poco terreno disponible.

$$L_T = \frac{T_1 - T_2}{2 * \tan(\alpha)}$$

$$L_T = \frac{1,2 \text{ m} - 0,9 \text{ m}}{2 * \tan(22,5^\circ)}$$

$$L_T = 0,36 \text{ m} \approx 0,50 \text{ m}$$

Tirante normal y velocidad de flujo

- Base del canal será de 1,2 m.
- El valor de coeficiente de rugosidad de Manning para canal de hormigón será 0,014.
- La pendiente de diseño será 0,01 m/m.
- Bordo libre en paredes 0,20 m.

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

$$Q = \frac{1}{n} * (b * y_n) * \left(\frac{b * y_n}{b + 2 * y_n} \right)^{2/3} * \sqrt{S}$$

$$5,00 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = \frac{1}{0,013} * (1,2 \text{ m} * y_n) * \left(\frac{1,2 \text{ m} * y_n}{1,2 \text{ m} + 2 * y_n} \right)^{2/3} * \sqrt{0,01}$$

$$\text{Iterando: } y_n = 1,03 \text{ m}$$

$$A = b * y_n$$

$$A = 1,2 \text{ m} * 1,03 \text{ m}$$

$$A = 1,24 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A$$

$$V = \frac{5,00 \text{ m}^3}{1,24 \text{ m}^2 \text{ s}}$$

$$V = 4,03 \text{ m/s}$$

Tensión tractiva

$$\tau = \rho * R * S$$

$$\tau = 1000 \text{ Kg/m}^3 * 0,38 \text{ m} * 0,01 \text{ m/m}$$

$$\tau = 3,79 \text{ Pa}$$

Número de Froude

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

$$F = \frac{4,03 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 1,03 \text{ m}}}$$

$$F = 1,27 \quad \text{flujo supercrítico}$$

Diseño estructural

El material del canal será hormigón armado y se analizará la sección 1, a la profundidad de 1,50 m. porque es la situación más crítica. El espesor de paredes no debe ser mayor a 0,20 m, por falta de área disponible. (Ver anexo O)

4.1.5. Caudal de desbordamiento

Las dos secciones de canal tendrán una altura de total de paredes de 1,2m. Esta altura se determina tomando en cuenta la altura de tirante más el bordo libre, y en caso de producirse un caudal mayor al de diseño, el conducto evacuará eficientemente el agua.

Se denominará caudal de desbordamiento a aquel caudal que escurriendo por el canal de evacuación (sección 1 o sección 2), provoque una altura de tirante (y_n) mayor a la altura de pared del conducto (H).

$$y_n = 1,21 > H = 1,20 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{n} * (b * y_n) * \left(\frac{b * y_n}{b + 2 * y_n} \right)^{2/3} * \sqrt{S}$$

$$Q = \frac{1}{0,013} * (0,9 \text{ m} * 1,21 \text{ m}) * \left(\frac{0,9 \text{ m} * 1,21 \text{ m}}{b + 2 * 0,9 \text{ m}} \right)^{2/3} * \sqrt{0,02}$$

$$Q = 5,63 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

El caudal de desbordamiento es un evento que probablemente se genere para un periodo de retorno (T) de 90 años.

4.2. QUEBRADA “PUCO”

Considerando la desventaja que la comunidad de San Mateo presenta propiedades privadas con construcciones aledañas al cauce principal de las quebradas, se tendrá que plantear el diseño que menor área requiera y origine un aumento de elevación de carretera aproximadamente de 2 m. en la zona de cruce quebrada-calzada, por lo cual se desestimará el uso de tuberías de lámina de acero corrugado como material de alcantarillas, porque de acuerdo al caudal de diseño, su drenaje precisa de una sección de tubería considerable además un recubrimiento óptimo de 1,5 m. sobre la parte superior, para evitar su aplastamiento. Tal recubrimiento se obtendría a partir de un terraplén con taludes mínimos de 1:1,5 (V:H), imposible de construir por escases de área de terreno.

De esta manera el tipo de alcantarilla factible es el tipo cajón múltiple, que puede resistir cargas vehiculares con recubrimientos mínimos o sin recubrimientos, según la resistencia que se le brinde a la estructura.

4.2.1. Dimensión estructural de alcantarilla cajón múltiple

Las dimensiones estructurales de la alcantarilla serán las relaciones geométricas propuestas por la ABC (Administradora Boliviana de Carreteras), mostradas en la tabla 13 y 14.

Según la ABC, para reducir costos de inversión en brindar resistencia a la estructura es recomendable recubrir mínimamente las alcantarillas cajón con 0,3m de altura hasta el nivel de la subrasante, por lo que asumiendo que encima del recubrimiento se encontrarán las capas que conformen el pavimento, la altura total desde la losa superior hasta la superficie de la calzada será de 0,5 m.

El nivel inicial de solera de alcantarilla conservará el nivel actual del badén en el terreno de diseño, para así evitar mayores cambios en la pendiente del cauce natural.

Considerando todos los aspectos ya planteados, el diseño hidráulico de la alcantarilla cajón múltiple (doble 1,5 x 1,5 m) es la más factible según viabilidad técnica.

4.2.2. Cálculo hidráulico

Se aplicará el software HY8 propuesto por la FHWA (Federal Highway Administration), que se basa en normas, criterios y condiciones mostradas en el capítulo 2.

Datos de diseño

Caudal de diseño (Q) = 6,07 m³/s.

Base de alcantarilla (B) = 1,5 m.

Alto de alcantarilla (H) = 1,5 m.

Numero de conductos = 2

Muro central y externos (T2) = 0,18 m

Ancho de calzada = 6,5 m.

Rugosidad de conducto (n) = 0,015

Pendiente de diseño (S_o) = 0,03 m/m.

Longitud de conducto (L) = 16,50 m.

Cota de elevación en entrada de alcantarilla = 1940,812 msnm.

Cota de elevación en salida de alcantarilla = 1940,317 msnm.

Ancho de cauce principal aguas abajo de alcantarilla = 2 m.

Rugosidad de cauce principal aguas abajo de alcantarilla (n) = 0,045

Pendiente de cauce principal aguas arriba de alcantarilla (S) = 0,040 m/m.

Pendiente de cauce principal aguas abajo de alcantarilla (S) = 0,030 m/m.

Resultados

Tabla 43: Comportamiento hidráulico alcantarilla Puco

Caudal	Elevación de entrada	Altura de control de entrada	Altura de control de salida	Tirante normal	Tirante crítico	Tirante de salida	Profundidad de salida	Velocidad de salida
m ³ /s	m.s.n.m.	m	m	m	m	m	m	m/s
0,00	1940,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,61	1941,05	0,24	0,00	0,09	0,16	0,09	0,24	2,21
1,21	1941,19	0,38	0,00	0,14	0,26	0,15	0,37	2,74
1,82	1941,31	0,50	0,01	0,19	0,33	0,20	0,49	3,08
2,43	1941,42	0,61	0,13	0,22	0,41	0,24	0,60	3,33
3,03	1941,52	0,70	0,25	0,26	0,47	0,29	0,71	3,53
3,64	1941,61	0,80	0,37	0,30	0,53	0,33	0,81	3,69
4,25	1941,70	0,89	0,49	0,33	0,59	0,37	0,91	3,83
4,86	1941,78	0,97	0,60	0,36	0,64	0,41	1,00	3,95
5,46	1941,87	1,05	0,72	0,39	0,70	0,45	1,09	4,06

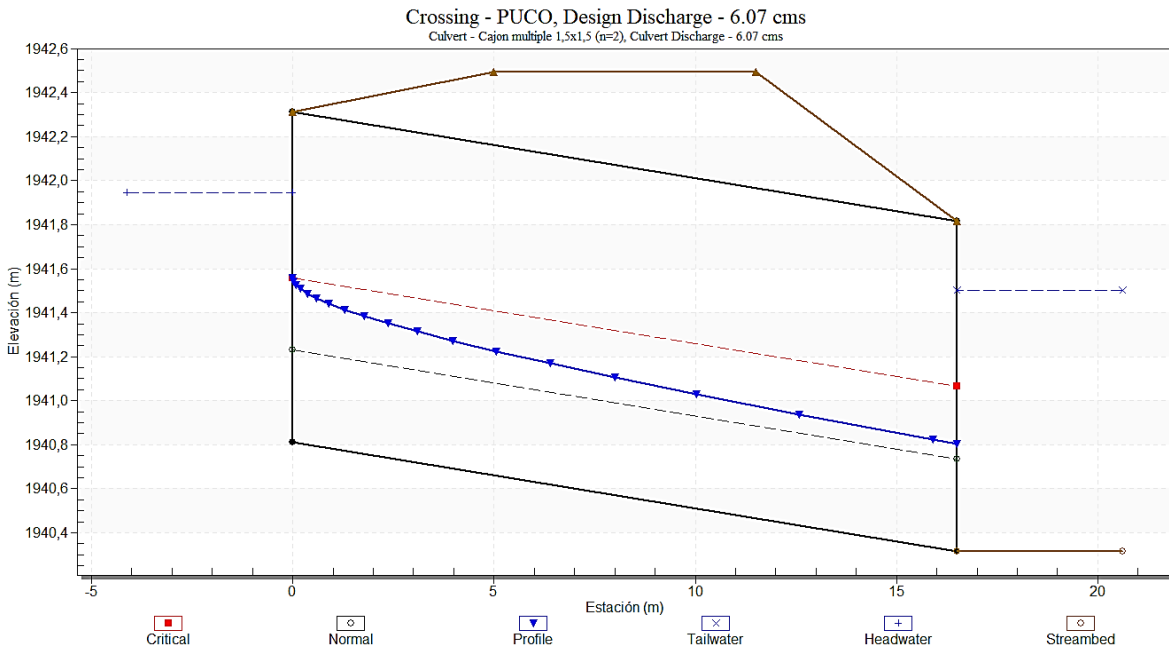
6,07 1941,94 1,13 0,85 0,42 0,75 0,49 1,19 4,16

Fuente: Elaborado por software HY8

La capacidad máxima de las alcantarillas para evacuar las aguas pluviales, se determina según la altura de agua en la entrada de alcantarilla y la velocidad de escurrimiento dentro del conducto.

Es importante que la altura de entrada no supere los 1,5 m. de altura, para evitar erosiones en los taludes del terraplén y el ingreso de agua a la calzada de la carretera. También es importante que la velocidad del flujo no supere los 6 m/s, para que esta no provoque erosión en las paredes y base de la alcantarilla de H°A°.

Figura 9: Perfil longitudinal del flujo en alcantarilla Puco



Fuente: Elaborado por software HY8

Protección del cauce aguas abajo de alcantarilla

$$d_{50} = \frac{V^2}{2,31 * g}$$

$$d_{50} = \frac{(4,16 \text{ m/s})^2}{2,31 * 9,81 \text{ m/s}^2}$$

$$d_{50} = 0,76 \text{ m}$$

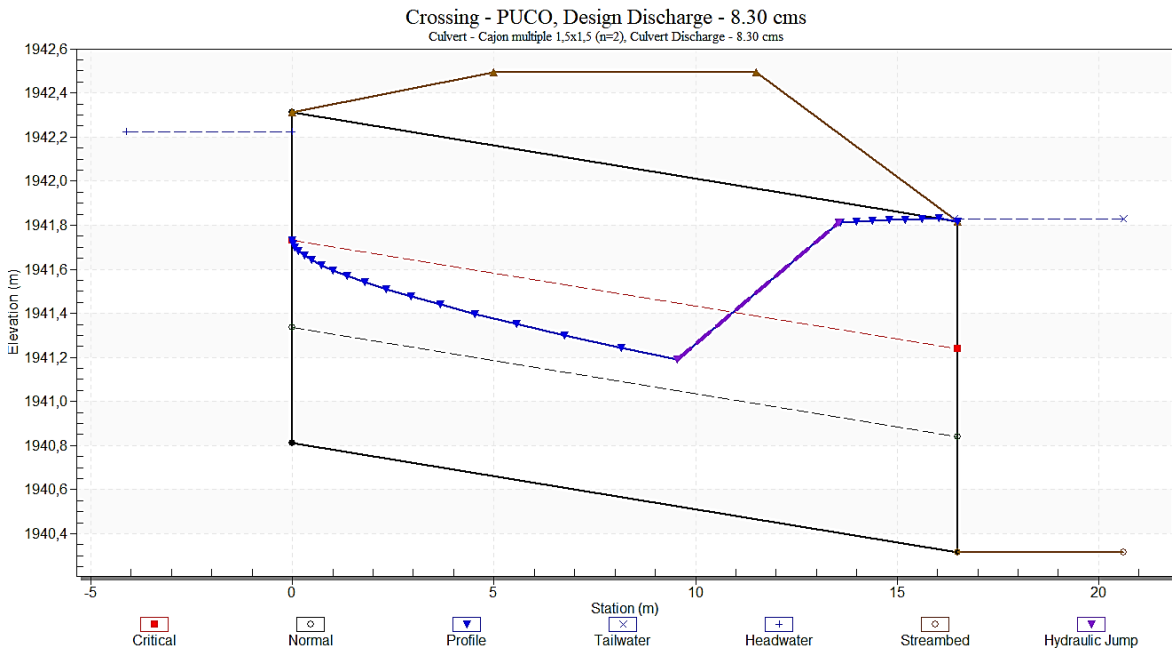
Caudal de desbordamiento

Se denominará caudal de desbordamiento a aquel primer caudal que origine una altura de entrada o salida que supere la altura del conducto (alcantarilla cajón).

En este caso no se tomará en cuenta las alturas máximas de entrada propuestas por la tabla 9, porque se evitará cualquier situación de comprometimiento a la estabilidad del terraplén de relleno.

El caudal que provoca desbordamiento en la alcantarilla para la quebrada Puco, es de 8,3 m/s y su altura de salida 1,51 m supera la altura del conducto. Es un evento que probablemente se genere para un periodo de retorno de 250 años.

Figura 10: Perfil longitudinal del flujo de desbordamiento en alcantarilla Puco



Fuente: Elaboración por software HY8

4.3. QUEBRADA “LOS PALOS”

El terreno para diseño presenta las mismas características y condicionantes descritas para la quebrada Puco (Ver 4.2.). Se diseñará una alcantarilla cajón múltiple doble 1,5 x 2 m.

4.3.1. Dimensión estructural de alcantarilla cajón múltiple

Las condiciones e indicaciones estructurales son semejantes a lo explicado en 4.2.1.

4.3.2. Cálculo hidráulico

Se aplicará el software HY8 propuesto por la FHWA (Federal Highway Administration), que se basa en normas, criterios y condiciones mostradas en el capítulo 2.

Datos de diseño

Caudal de diseño (Q) = 10,33 m³/s.

Base de alcantarilla (B) = 2,0 m.

Alto de alcantarilla (H) = 1,5 m.

Numero de conductos = 2

Muros centrales y externos (T2) = 0,25 m

Ancho de calzada = 6,5 m.

Rugosidad de conducto (n) = 0,015

Pendiente de diseño (S_o) = 0,04 m/m.

Longitud de conducto (L) = 14,0 m.

Cota de elevación en entrada de alcantarilla = 1936,941 msnm.

Cota de elevación en salida de alcantarilla = 1936,381 msnm.

Ancho de cauce principal aguas abajo de alcantarilla = 4,0 m.

Rugosidad de cauce principal aguas abajo de alcantarilla (n) = 0,045

Pendiente de cauce principal aguas arriba de alcantarilla (S) = 0,045 m/m.

Pendiente de cauce principal aguas abajo de alcantarilla (S) = 0,04 m/m.

Resultados

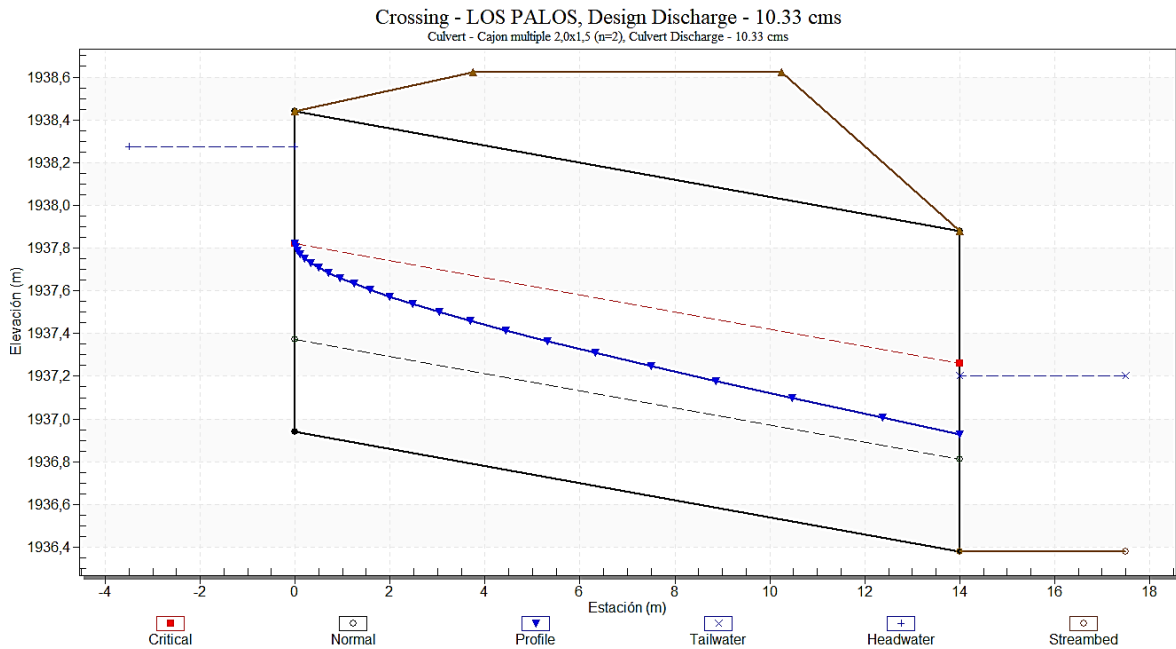
Tabla 44: Comportamiento hidráulico alcantarilla Los Palos

Caudal	Elevación de entrada	Altura de control de entrada	Altura de control de salida	Tirante normal	Tirante crítico	Tirante de salida	Profundidad de salida	Velocidad de salida
m ³ /s	m.s.n.m.	m	m	m	m	m	m	m/s
0,00	1936,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,03	1937,22	0,28	0,00	0,10	0,19	0,10	0,19	2,61
2,07	1937,39	0,44	0,00	0,15	0,30	0,16	0,29	3,19
3,10	1937,52	0,58	0,00	0,19	0,39	0,22	0,37	3,57
4,13	1937,65	0,71	0,00	0,23	0,48	0,27	0,45	3,84
5,17	1937,77	0,82	0,05	0,27	0,55	0,32	0,52	4,04
6,20	1937,88	0,94	0,15	0,31	0,63	0,37	0,58	4,22

7,23	1937,98	1,04	0,25	0,34	0,69	0,41	0,65	4,36
8,26	1938,08	1,14	0,35	0,37	0,76	0,46	0,71	4,49
9,30	1938,18	1,24	0,45	0,40	0,82	0,50	0,77	4,60
10,33	1938,28	1,33	0,56	0,43	0,88	0,55	0,82	4,71

Fuente: Elaborado por software HY8

Figura 11: Perfil longitudinal del flujo en alcantarilla Los Palos



Fuente: Elaborado por software HY8

La capacidad máxima de las alcantarillas para evacuar las aguas pluviales, se determina según la altura de agua en la entrada de alcantarilla y la velocidad de escurrimiento dentro del conducto.

Es importante que la altura de entrada no supere los 1,5 m. de altura, para evitar erosiones en los taludes del terraplén y el ingreso de agua a la calzada de la carretera. También es importante que la velocidad del flujo no supere los 6 m/s, para que esta no provoque erosión en las paredes y base de la alcantarilla de $H^{\circ}A^{\circ}$.

Protección del cauce aguas abajo de alcantarilla

$$d_{50} = \frac{V^2}{2,31 * g}$$

$$d_{50} = \frac{(4,71 \text{ m/s})^2}{2,31 * 9,81 \text{ m/s}^2}$$

$$d_{50} = 0,98 \text{ m}$$

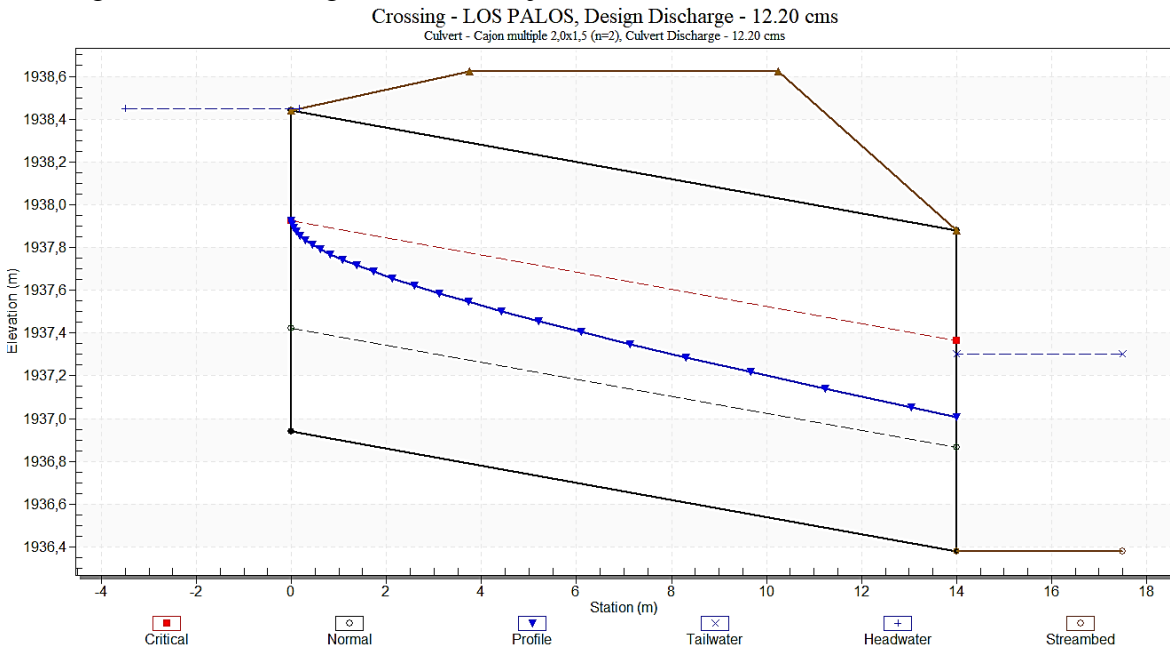
Caudal de desbordamiento

Se denominará caudal de desbordamiento a aquel primer caudal que origine una altura de entrada o salida que supere la altura del conducto (alcantarilla cajón).

En este caso no se tomará en cuenta las alturas máximas de entrada propuestas por la tabla 9, porque se evitará cualquier situación de comprometimiento a la estabilidad del terraplén de relleno.

El caudal que provoca desbordamiento en la alcantarilla para la quebrada Los Palos, es de 12,2 m/s y su altura de salida 1,51 m supera la altura del conducto. Es un evento que probablemente se genere para un periodo de retorno de 250 años.

Figura 12: Perfil longitudinal del flujo de desbordamiento en alcantarilla Los Palos



Fuente: Elaboración por software HY8

4.4. QUEBRADA “LOS CHAÑARES”

Tomando en cuenta lo descrito en el diseño para la quebrada Pucó, se diseñará una alcantarilla tipo cajón múltiple doble 1,5 x 2 m.

4.4.1. Dimensión estructural de alcantarilla cajón múltiple

Las condiciones e indicaciones estructurales son semejantes a lo explicado en 4.2.1.

4.4.2. Cálculo hidráulico

Se aplicará el software HY8.

Datos de diseño

Caudal de diseño (Q) = 8,50 m³/s.

Base de alcantarilla (B) = 2,0 m.

Alto de alcantarilla (H) = 1,5 m.

Numero de conductos = 2

Muros centrales y externos (T2) = 0,25 m

Ancho de calzada = 6,5 m.

Rugosidad de conducto (n) = 0,015

Pendiente de diseño (S_o) = 0,04 m/m.

Longitud de conducto (L) = 9,5 m.

Cota de elevación en entrada de alcantarilla = 1929,871 msnm.

Cota de elevación en salida de alcantarilla = 1929,491 msnm.

Ancho de cauce principal aguas abajo de alcantarilla = 2,5 m.

Rugosidad de cauce principal aguas abajo de alcantarilla (n) = 0,045

Pendiente de cauce principal aguas arriba de alcantarilla (S) = 0,05 m/m.

Pendiente de cauce principal aguas abajo de alcantarilla (S) = 0,03 m/m.

Resultados

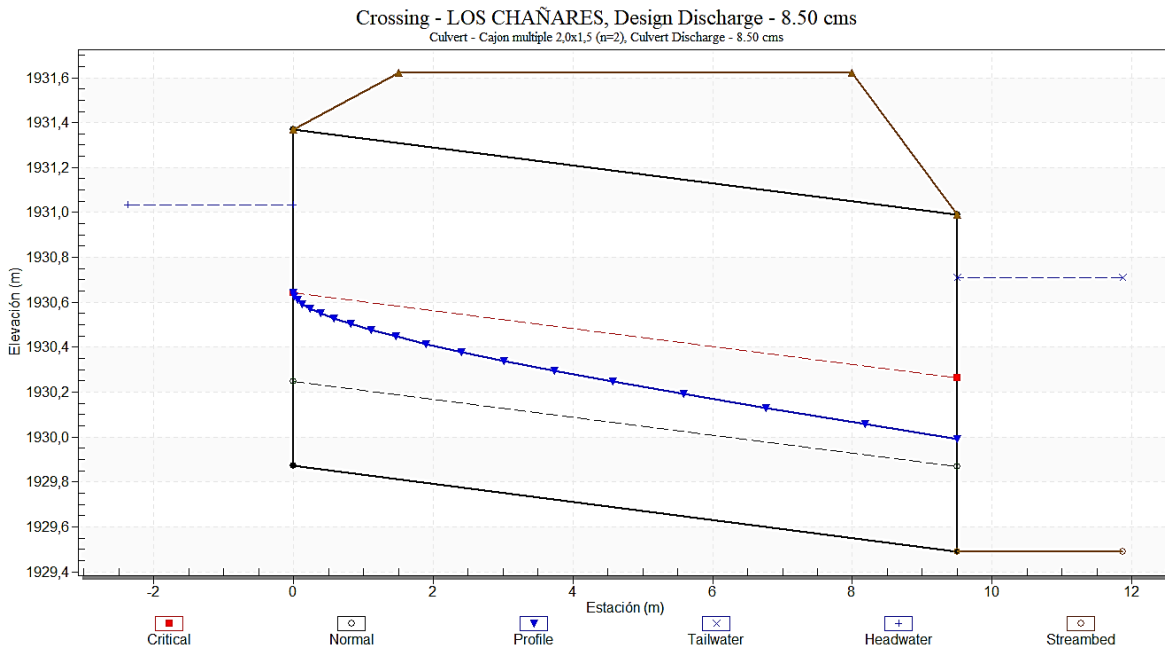
Tabla 45: Comportamiento hidráulico alcantarilla Los Chañares

Caudal	Elevación de entrada	Altura de control de entrada	Altura de control de salida	Tirante normal	Tirante crítico	Tirante de salida	Profundidad de salida	Velocidad de salida
m ³ /s	m.s.n.m.	m	m	m	m	m	m	m/s
0,00	1929,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

0,85	1930,12	0,25	0,00	0,09	0,17	0,09	0,25	2,38
1,70	1930,26	0,39	0,00	0,13	0,26	0,15	0,39	2,92
2,55	1930,38	0,51	0,00	0,17	0,35	0,20	0,52	3,22
3,40	1930,49	0,62	0,00	0,21	0,42	0,25	0,63	3,45
4,25	1930,59	0,72	0,40	0,24	0,49	0,29	0,74	3,63
5,10	1930,69	0,82	0,52	0,27	0,55	0,34	0,84	3,79
5,95	1930,78	0,91	0,63	0,30	0,61	0,38	0,94	3,92
6,80	1930,87	1,00	0,75	0,32	0,67	0,42	1,03	4,04
7,65	1930,95	1,08	0,87	0,35	0,72	0,46	1,13	4,14
8,50	1931,03	1,16	1,00	0,38	0,77	0,50	1,22	4,24

Fuente: Elaboración por software HY8

Figura 13: Perfil longitudinal del flujo en alcantarilla Los Chañares



Fuente: Elaboración por software HY8

La capacidad máxima de las alcantarillas para evacuar las aguas pluviales, se determina según la altura de agua en la entrada de alcantarilla y la velocidad de escurrimiento dentro del conducto.

La altura de entrada no debe superar 1,5 m. de altura, para evitar erosiones en los taludes del terraplén y el ingreso de agua a la calzada de la carretera. Y la velocidad del flujo no debe ser mayor a 6 m/s, para no provocar erosión en las paredes y base de la alcantarilla de H°A°.

Protección del cauce aguas abajo de alcantarilla

$$d_{50} = \frac{V^2}{2,31 * g}$$

$$d_{50} = \frac{(4,24 \text{ m/s})^2}{2,31 * 9,81 \text{ m/s}^2}$$

$$d_{50} = 0,793 \text{ m}$$

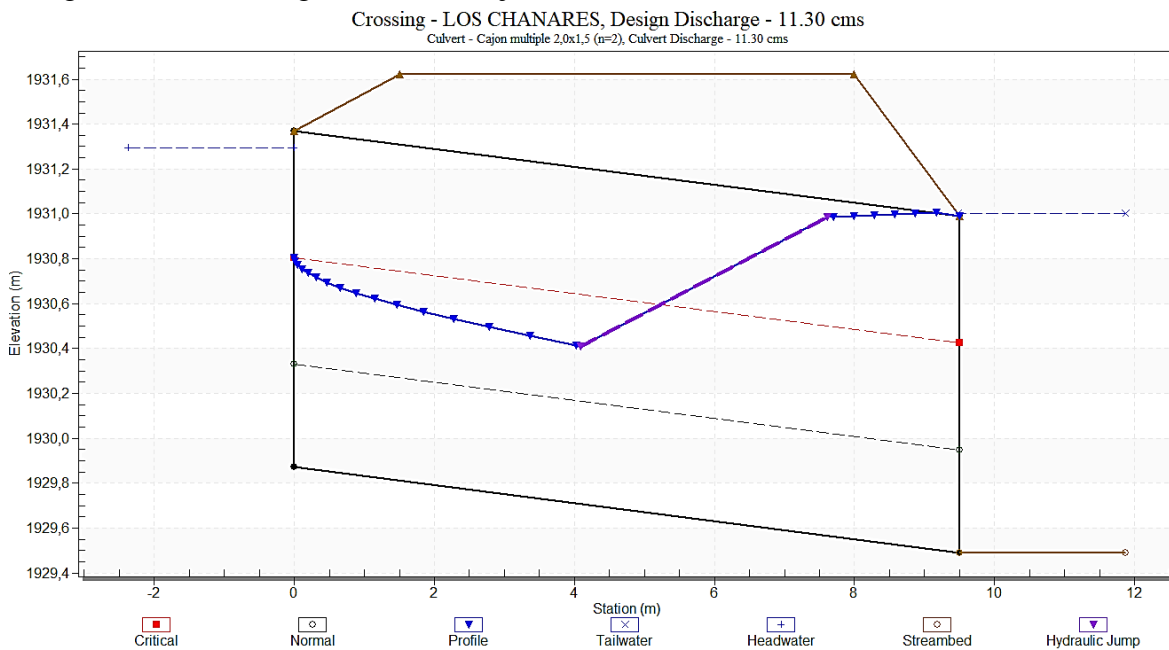
Caudal de desbordamiento

Se denominará caudal de desbordamiento a aquel primer caudal que origine una altura de entrada o salida que supere la altura del conducto (alcantarilla cajón).

En este caso no se tomará en cuenta las alturas máximas de entrada propuestas por la tabla 9, porque se evitará cualquier situación de comprometimiento a la estabilidad del terraplén de relleno.

El caudal que provoca desbordamiento en la alcantarilla para la quebrada Los Chañares, es de 11,3 m/s y su altura de salida 1,51 m supera la altura del conducto. Es un evento que probablemente se genere para un periodo de retorno de 200 años.

Figura 14: Perfil longitudinal del flujo de desbordamiento en alcantarilla Los Chañares



Fuente: Elaboración por software HY8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Aplicada la estadística para determinar el ajuste de los modelos matemáticos de Sherman y Bernard a la información pluviográfica registrada por las estaciones meteorológicas en estudio, se observa que existe un buen ajuste a la información analizada, por lo tanto, los valores de intensidad de lluvia resultantes de la aplicación de dichos modelos matemáticos se consideran confiables.
- Realizado el análisis comparativo de métodos para estimar el coeficiente de escorrentía (C), se aprecia que su variación en el transcurso del tiempo, puede ocasionar alteraciones significativas de caudales máximos que dañen las obras o que estas permanezcan ineficaces. Por lo que se considera importante la aplicación del método más aproximado y que brinde mayor seguridad al diseño.
- Diseñadas las obras de drenaje se verifica que algunas de las recomendaciones bibliográficas de diseño hidráulico y estructural, no son aplicables a todos los terrenos. Por lo que se concluye que, en cualquier diseño hidráulico y estructural, el diseñador debe plantear sus soluciones tomando en cuenta que las condiciones topográficas son las más predominantes y en las que se debe basar el diseño, sin dejar de lado los conceptos teóricos.
- Analizando las dimensiones y material de diseño de las estructuras, se concluye que el presupuesto del proyecto se incrementa significativamente debido a la seguridad que debe brindar y debido a sus ajustes a la topografía del terreno. Por lo que es importante la construcción del drenaje al momento de construir la carretera.
- Analizando los valores obtenidos de diámetro mediano de los elementos de protección de lecho de cauce, se concluye que la fórmula empleada no es apta para velocidades altas, sino para velocidades iguales o menores a 2,5 m/s, por lo que los resultados son descartados y es necesario recurrir el lecho del cauce con hormigón.
- Considerando que el arrastre de sedimentos puede comprometer la eficiencia hidráulica y estabilidad estructural, se concluye que es fundamental la construcción de estructuras complementarias que retengan los sedimentos aguas arriba de las estructuras de drenaje, para así evitar futuros gastos de reparación y limpieza.

RECOMENDACIONES

- En tiempos venideros, cuando la estación meteorológica Campus Universitario, cuente con un mayor número de años de registro de información pluviográfica, se recomienda realizar una nueva estimación de modelos matemáticos de intensidad en conjunto a los datos ya registrados por la estación El tejar, para obtener modelos matemáticos aún con mejor ajuste.
- Se recomienda efectuar el estudio de suelos, principalmente en el terreno del canal de evacuación de aguas pluviales de la quebrada El Coco, para determinar su capacidad portante y evitar asentamientos

excesivos, que se pueden generar debido al peso del canal en su condición más crítica y la escasa área de contacto entre la base del canal y el terreno.

- Se sugiere, que en próximos años se realice una nueva estimación del coeficiente de escorrentía, para analizar los cambios que pueden presentar las pendientes y la cubierta vegetal del área de las cuencas de las quebradas estudiadas. Factores que pueden incidir significativamente en la variación del caudal de diseño de las estructuras.
- Se recomienda estudiar el proceso erosivo que genera el flujo aguas abajo de las alcantarillas, especialmente a velocidades superiores a 2,5 m/s, para plantear soluciones más económicas, pero no menos factibles que el recubrimiento del lecho de cauce con hormigón.
- Se sugiere realizar un estudio para estimar el caudal sólido que aporta la quebrada El Coco y el estudio topográfico aguas arriba de los diques de retención de sedimentos, para determinar los años de vida útil que tendrán dichos diques.
- Se recomienda analizar el tránsito de transporte pesado por la vía principal de la comunidad y calcular la cantidad de acero sin modificar las secciones de las estructuras de hormigón armado, para complementar el diseño estructural del proyecto en base a la topografía y condicionantes reales que presentan los terrenos.