
FUNDAMENTOS GENERALES SOBRE ALCANTARILLAS

1.1. INTRODUCCION

Las carreteras generalmente cruzan los cauces naturales de drenaje; por lo tanto, es necesario construir obras adecuadas que permitan el paso de las aguas y aseguren el funcionamiento de la vía, con costos razonables de mantenimiento.

Estas obras de arte menor deberán cumplir algunas de las siguientes condiciones:

- Ser elementos estructurales contruidos basados en diseños tipo que prevean dimensiones variables en cuanto a sección, largo, profundidad de fundación, pendientes, esviaje, etc.
- Luz simple menor a seis metros, según autores americanos.
- Largo de la estructura que permita el desarrollo total del coronamiento de la obra básica.
- Recubrimiento de terraplén sobre la losa, no siendo utilizada por lo tanto su parte superior como superficie de rodamiento, a fin de evitar asentamientos diferenciales en límite entre la estructura y el terraplén.

1.2. TIPOLOGIA

1.2.1. Secciones y Materiales


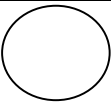
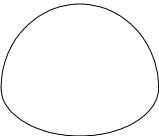
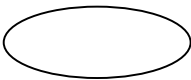
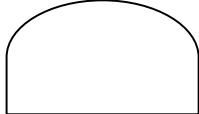
Las formas más usuales de las secciones transversales responden a circulares, para reducidos caudales de descarga, y rectangulares para caudales mayores.

Se presentan además secciones abovedadas y ovaladas, que tienen la ventaja sobre las circulares de permitir mayor escurrimiento de agua con menor altura de la alcantarilla.

En relación con los materiales utilizados en la construcción de las alcantarillas, son en función de la proximidad a las fuentes de origen de los mismos.

Los tipos mas comúnmente utilizados corresponden a los indicados en la Tabla 1.1.

TABLA 1.1. TIPOS USUALES DE ALCANTARILLAS.

TIPO	SECCION	MATERIAL
Rectangular		Hormigón Mampostería Madera
Circular		Hormigón Chapa ondulada cincada
Abovedado		Chapa ondulada cincada
Ovalado		Chapa ondulada cincada
Bóveda		Hormigón Mampostería Hormigón y chapa cincada

Fuente: Guillermo Cornero Construcción y Conservación de Alcantarillas

1.2.2. Análisis Conceptual del Comportamiento Estructural

Las alcantarillas están sometidas a dos estados de carga principales:

- Solicitaciones debidas a las cargas del tránsito: su valor se hace máximo cuando no hay recubrimiento de terraplén sobre el conducto (tapada).
- Solicitaciones debidas al paso del terraplén: se incrementan en la medida que aumenta la tapada.
- En secciones circulares o abovedadas deben adoptarse espesores apreciables de tapada mínima (del orden de 0.50 a 0.60 m) para obtener estructuras razonablemente económicas.
- Se presenta un rango de tapadas (en el orden de 1.00 a 2.00 m) en que las solicitaciones asumen su más bajo valor.

1.3. MEDIDAS MINIMAS

No se recomiendan dimensiones en la sección transversal inferiores a 1.00 m ya que deben permitir el pasaje de operarios para efectuar operación y mantenimiento en las alcantarillas.

En caso de alcantarillas ubicadas en cursos (permanentes o no) con arrastres de troncos, ramas, piedras, etc., deben diseñarse aberturas tales que no provoquen taponamiento ni obstrucciones perjudiciales.

1.4. LUCES MULTIPLES

Cuando la luz de la alcantarilla requiera valores elevados, razones de orden técnico, económico y/o constructivo pueden aconsejar el diseño de varias luces adosadas (con pilares intermedios). Estas estructuras reciben el nombre de luces múltiples, figura 1.1.

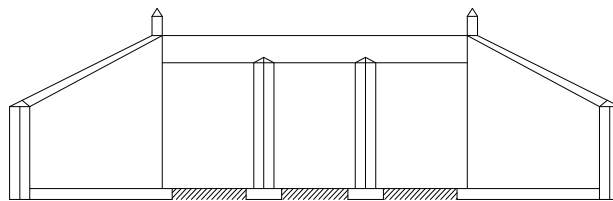
Cuando las luces se integran con secciones circulares o similares, las estructuras se designan con el nombre de batería de caños, figura 1.1.

Diseñar luces múltiples no es aconsejable en lo que hace el aspecto hidráulico ya que bajo ciertas condiciones, se produce un mayor escurrimiento en una de las luces. Ello ocasiona un aumento localizado de la velocidad, provocando erosiones del lecho.

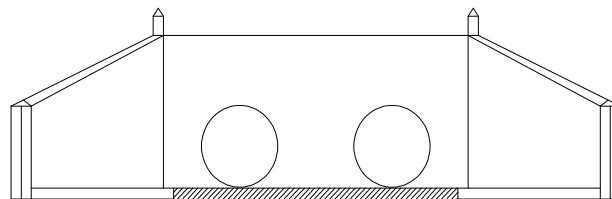
Estas consideraciones aconsejan diseñar alcantarillas de luces múltiples cuando se varía el ángulo de esviaje del curso, o cuando el escurrimiento de las aguas presenta elevadas velocidades y/o arrastre de materiales (piedras, ramas, troncos, etc.)

Para secciones rectangulares no se estima conveniente el diseño de alcantarillas múltiples con luces unitarias inferiores a 2.00 m.

FIGURA 1.1. LUCES MULTIPLES BATERIA



a) Sección rectangular



b) Batería de caños

1.5. TALUDES DE TERRAPLEN SOBRE LAS ALCANTARILLAS

Se ha observado que los taludes de los terraplenes adyacentes a las alcantarillas construidos con pendientes 2:3 o mayores, no presentan condiciones favorables para una adecuada estabilidad y necesitan frecuentes tareas de conservación (es común que se produzcan desmoronamientos obstruyendo parcialmente los terminales de los conductos).

1.6. MUROS DE CABECERA

1.6.1. Generalidades

Reciben tal denominación las obras realizadas en los extremos de los conductos, que les confieren los siguientes beneficios:

- Incrementan a eficiencia hidráulica de la alcantarilla.
- Retienen el talud de los terraplenes, disminuyendo la longitud del conducto.
- Previenen la erosión y la socavación tanto a la entrada como a la salida de la obra.
- Sirven de anclaje a la alcantarilla y controlan posibles infiltraciones.
- Mejoran la apariencia estética.

Si bien la función hidráulica que cumplen en una alcantarilla el muro de entrada y el muro de salida es indistinta.

A la salida del conducto el agua adquiere mayor velocidad, alcanzando su valor máximo a una distancia aproximadamente igual a dos veces el ancho del conducto (luz L). Este valor supera la velocidad en el interior del conducto, según el investigador Walenti Jarocky en los siguientes porcentajes:

Salida libre:

Alas entre 0° - 20° : 30%

Alas entre 30° - 45° : 20%

Salida sumergida:

Alas entre 0° - 20° : 20%

Alas entre 30° - 45° : 10%

Las transiciones del talud del terraplén entre los remates verticales de los muros y el terreno natural reciben la denominación de conos terminales.

La falta de estos conos terminales provoca daños en los taludes de los terraplenes en adyacencias de los muros.

1.6.2. Tipología

Con relación a su geometría, se presentan dos formas típicas de muros de cabecera:

- Muros de vuelta.- son aquellos construidos paralelos al eje de la carretera, se emplean en escurrimientos con bajos caudales o en cauces indefinidos. Son utilizados usualmente en alcantarillas para accesos a propiedades.
Su uso es obligado cuando la topografía del emplazamiento es tan quebrada que no admite la construcción de muros de ala.
- Muros de ala.- su ángulo varía entre 30° y 75° con respecto al eje longitudinal del conducto, presentando una mejor eficiencia hidráulica en relación a los muros de vuelta.

FIGURA 1.2. MUROS DE ALAS SIN ALETAS

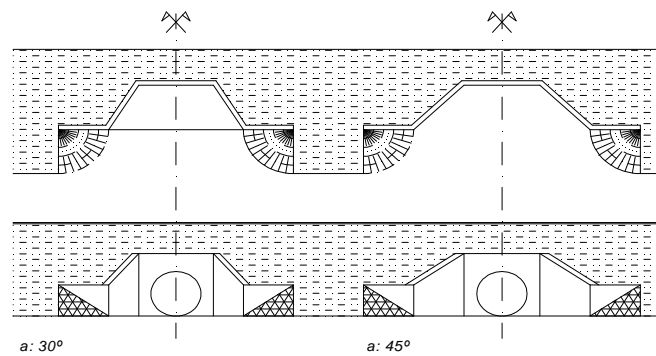


FIGURA 1.3. MUROS DE ALAS CON ALETAS

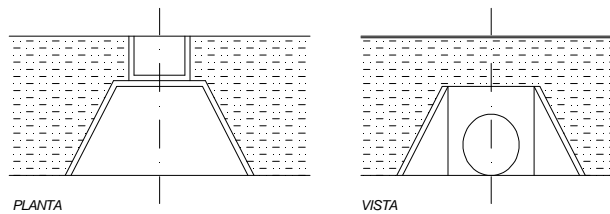
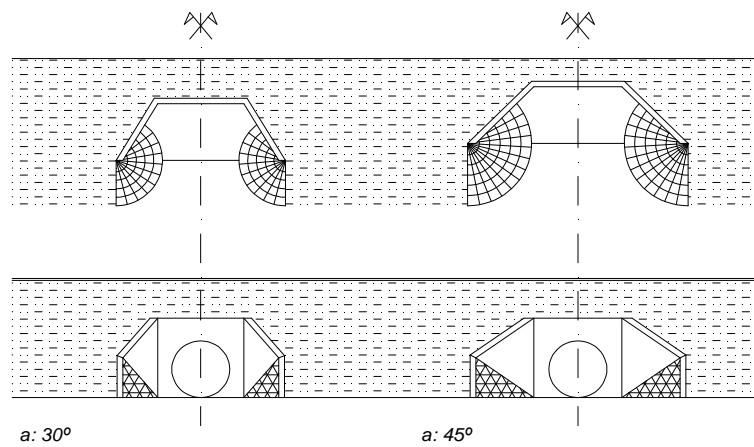


FIGURA 1.4. MUROS CON ALAS TERMINALES A NIVEL DEL TERRENO



1.6. ALCANTARILLAS SIN CABECERAS

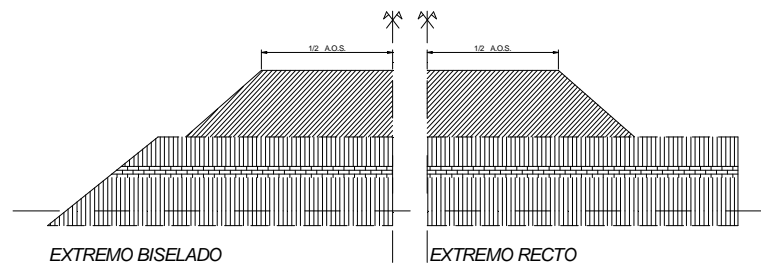
Se considera que una alcantarilla tiene extremos prolongados cuando el conducto se continúa hasta no menos de la intersección del plano del talud del terraplén con el del terreno natural.

Esta embocadura tiene menor eficiencia hidráulica y se la emplea cuando son remotas las posibilidades de procesos erosivos. En general, esta solución resulta más económica que la construcción de muros propiamente dicho (mayor longitud de conducto versus muro de cabecera).

Los extremos prolongados no permiten un adecuado control de la infiltración ni aportan el anclaje del conducto en caso de fuertes pendientes longitudinales.

Son además inadecuados para resistir cargas hidráulicas e impactos de arrastres, y no controlan el empuje de tierra de los terraplenes.

FIGURA 1.5. ALCANTARILLAS SIN CABECERAS



Se presentan tres clases de extremos prolongados:

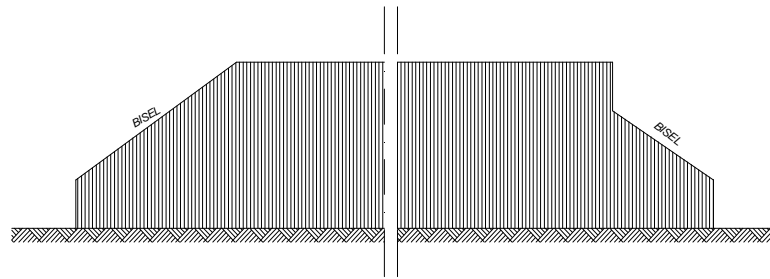
- Extremos rectos.- son los más simples y están conformados por plano recto vertical normal al eje del conducto.
- Extremos biselados.- denominados también chaflanados o tipo silbato, se conforman acompañando el talud de los terraplenes. El corte se realiza sobre un plano perpendicular al plano vertical que contiene el eje longitudinal del conducto.

Tienen la ventaja de ofrecer mejor configuración estética que los extremos rectos, en especial cuando se complementan con revestimiento de taludes.

El ángulo del bisel no debe ser inferior a 27° (talud 1:2), ya que disminuirá notablemente la resistencia estructural del conducto. Usualmente se diseñan con una pendiente de talud de 2:3.

- Extremos mixtos.- esta solución tiende a disminuir los inconvenientes de la menor aptitud hidráulica y la poca resistencia estructural que presentan los extremos biselados. La aptitud hidráulica se mejora dejando el extremo recto hasta una elevación del orden del 25% de la altura del conducto, y recién entonces se inicia el bisel.

FIGURA 1.6. ALCANTARILLAS SIN CABECERAS CON EXTREMOS MIXTOS



En conductos de chapa ondulada obrada de gran magnitud se complementan las medidas citadas anteriormente con la construcción de una viga anular de refuerzo.

1.8. ALCANTARILLAS NORMALES Y ESVAJADAS

Se dice que una alcantarilla es normal cuando las proyecciones horizontales del eje longitudinal del conducto y del eje del camino son perpendiculares. Cuando ésto no, ocurre se dice que la alcantarilla es esviajada (también suele emplearse el termino sesgada).

El esviaje permite evitar la problemática que presentaría el ingreso del escurrimiento de las aguas de un cauce con una dirección diferente a la del conducto.

A medida que se incrementan los caudales y/o los cauces adquieren definición mayor debe ser la coincidencia entre el ángulo de esviaje del conducto y el del escurrimiento.

Para estas condiciones pueden arbitrarse dos soluciones: modificar el cauce con el objeto de lograr un cruce lo más normal posible al camino, o diseñar el conducto con el esviaje adecuado.

Así como criterio genérico, puede consignarse que una alcantarilla debe ser ubicada tratando de perturbar lo menos posible el cauce original del escurrimiento.

La elección del ángulo de quiebre debe ser realizada considerando la capacidad de arrastre de sólidos que posee el escurrimiento y las problemáticas emergentes de posibles embancamientos y depósitos de materiales en el interior del conducto. En estos casos, las alcantarillas deben ser diseñadas con platea para lograr un mejor funcionamiento hidráulico y facilitar las tareas de mantenimiento.

La resolución del diseño de alcantarillas con esviaje mayor 45° no debería ser contemplada como caso genérico en los planos tipo.

1.9. PENDIENTES

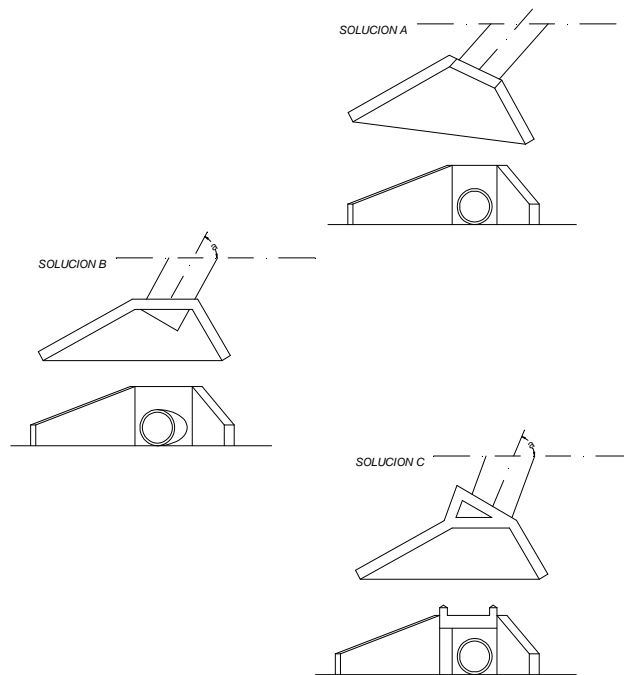
Los conductos deben tener una pendiente mínima a fin de asegurar la mayor eficiencia hidráulica posible. Esto se logra diseñando pendientes no inferiores a la crítica, de manera de garantizar un funcionamiento hidráulico con control de entrada.

En caños de hormigón no deberían diseñarse pendientes inferiores a 0.5 %.

En alcantarillas de hormigón de sección rectangular con platea, la pendiente mínima será en función de la altura del escurrimiento. Podría establecerse que secciones de

baja altura, pendientes del orden de 0.5% superan la pendiente crítica, mientras que son necesarias pendientes del orden de 1.2% para elevadas alturas.

FIGURA 1.7. MUROS EN ALCANTARILLAS ESIVIAJADAS.



En conductos de chapa ondulada cincada la pendiente mínima será función del tipo de ondulación, diámetro y profundidad del escurrimiento. Pendientes del orden de 1.3% a 2.7% asegurarían el escurrimiento crítico. Estos valores se reducen entre 25% y 30% si el fondo del conducto es pavimentado.

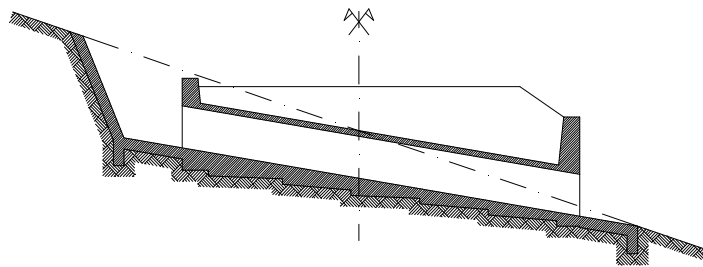
Las alcantarillas con fuertes pendientes suelen presentar problemas específicos, entre los cuales pueden mencionarse:

- Empuje: la carga hidráulica que actúa sobre la entrada de una alcantarilla sometida a caudales máximos es variable y muy difícil de evaluar. Esto suele verse agravado por la constricción provocada por el arrastre de rodados.

- Infiltración: es el fenómeno provocado por el pasaje de agua entre el conducto y la fundación o el terraplén adyacente.
- Arrastres: el arrastre de grandes piedras puede obturar la entrada del conducto disminuyendo su capacidad hidráulica.
- Erosión: deben preverse obras complementarias a la salida del conducto de manera de controlar posibles procesos erosivos.
- Abrasión: es la pérdida progresiva de material del conducto debido al efecto abrasivo de los sólidos arrastrados por el agua. Para que este proceso sea significativo debe haber arrastre de material, suficiente caudal y elevada velocidad de escurrimiento.

Una solución usual para disminuir la pendiente del conducto es profundizar el lecho de entrada, previendo una embocadura que debe ser diseñada de manera de controlar los procesos erosivos.

FIGURA 1.8. PROFUNDIZACION DEL LECHO EN LA ENTRADA.



1.10. FUNDACION DE ALCANTARILLAS

1.10.1. Generalidades

Las alcantarillas son obras de arte que por estar ubicadas en los bajos están fundadas generalmente sobre terrenos de baja calidad. En estas condiciones es usual encontrar

terrenos de relleno poco consolidados debido a procesos de socavación durante escurrimientos extraordinarios y posterior relleno.

Ésto hace necesario realizar estudios de suelo para la fundación de todas las obras de arte de una obra caminera, tarea que no se realiza usualmente.

1.10.2. Fundaciones Sobre Suelos

Los estudios de suelos deben comprender como mínimo las siguientes determinaciones: humedad natural, constantes físicas, sales solubles totales, sulfatos, granulometría, clasificación de Casagrande y ensayo de penetración estándar.

Se estima conveniente realizar como mínimo dos sondeos por obra, cualquiera sea la superficie cubierta por la misma, y que cada sondeo cubra un área no mayor de la de un círculo de diez metros de radio. En caso que se comprueben condiciones geotécnicas muy heterogéneas se intercalaran sondeos para definir con precisión el perfil resultante.

1.10.3. Fundaciones Sobre Roca

El comportamiento de la roca como material de fundación presenta características distintas al de los suelos, pero en grado diferente según se trate de grandes o de pequeñas cimentaciones. Si bien no hay un límite establecido entre ambas categorías, el caso en estudio (zapatas de muros, pilas o estribos) se encuadra netamente dentro del área de las pequeñas cimentaciones.

En este caso las tensiones que ellas originan sobre la masa de fundación afectada son muy bajas frente a las resistencias de la roca, lo cual hace que esta se manifieste a veces como un material frágil. En estas condiciones el comportamiento de la roca es errático y la rotura se origina en los defectos tales como poros, fisuras, diaclasas, etc.

Esta problemática se soluciona en la práctica adoptando coeficientes de seguridad muy conservativos.

La norma DIN 1054 consigna para roca poco diaclasada, sana, no meteorizada, y con estratificación favorable los valores indicados en la Tabla 1.2.

TABLA 1.2. CARGAS ADMISIBLES SOBRE ROCA NORMA DIN 1054

Descripción de la roca	Carga admisible (Kg/cm²)
Con estratificación marcada	15
En estado masivo o columnar	29
Para rocas muy diaclasadas o con estratificación muy desfavorable reducir los valores a la mitad.	

Fuente: Guillermo Cornero Construcción y Conservación de Alcantarillas

1.11. ASENTAMIENTO DE LA FUNDACION DE CONDUCTOS PREFABRICADOS

El peso del terraplén sobre un conducto provoca una consolidación del terreno de fundación, que puede producir asentamientos diferenciales respecto a su plano original de fundación o a la proyección que se tenía antes de la construcción.

Estos asentamientos son en función de la altura del terraplén, del espesor del manto del suelo de fundación, de la susceptibilidad de este suelo a la consolidación, y de la calidad del proceso constructivo.

1.12. ABRASION

Se designa con el nombre de abrasión a la erosión y desgaste del material de una obra de arte debido al impacto de los sólidos acarreados por las aguas.

Se trata de un fenómeno físico y su magnitud dependerá de la frecuencia, del caudal y duración del evento, cantidad y características del material de arrastre, velocidad del escurrimiento y material componente del conducto.

Este proceso adquiere mayor gravedad cuando se presenta simultáneamente alguna acción corrosiva del agua o del suelo adyacente.

Este problema puede ser solucionado mediante dos procedimientos: diseño de dispositivos tendientes a disminuir la velocidad del escurrimiento, o recubrimiento y/o refuerzo de la superficie del conducto sometida a abrasión.

1.13. CORROSION

1.13.1. Generalidades

Se define como corrosión a la acción química electrolítica y/o orgánica que produce un medio ambiente agresivo sobre un material provocando su deterioro.

En función de la agresividad potencial del medio ambiente se pueden clasificar las obras de arte en las siguientes categorías:

- Fuera de agua: son aquellas obras que no estarán sometidas a la acción del agua.
- Expuestas a aguas blandas: son aquellas obras que estarán en contacto con aguas blandas durante periodos significativos (superiores al 10% del tiempo de servicio de la estructura). Se consideran aguas blandas en que el tenor de cloruros o sulfatos es menor de 250 mg/l.
- Especiales: son aquellas obras cuyas características no están comprendidas en las dos categorías antes descritas.

El proceso corrosivo puede responder a fenómenos químicos electrolíticos, bacterianos, o a una acción entre los mismos.

1.13.2. Medio Corrosivo

El ambiente que rodea la estructura (suelo, agua y atmósfera) es portador potencial de agentes corrosivos, y cada uno de estos medios tienen particularidades propias en cuanto a su incidencia en los procesos corrosivos.

- a) Suelo: la agresividad de un suelo se incrementa en la medida que aumenta su concentración de sales solubles.
- b) Agua: el agua libre o de condensación, es un medio favorable para el desarrollo de procesos corrosivos.

1.14. EMBANCAMIENTO Y EROSION

1.14.1. Conceptualización de la Problemática

1. Descripción del fenómeno: en un punto dado de un cauce sometido cíclicamente a diferentes caudales, existe un balance entre los materiales sólidos que trae el agua desde el curso superior, los que deposita y/o remueve en ese punto y los que transporta hacia el curso inferior.

En épocas de estiaje se produce depósito de material que rellenan las erosiones acaecidas en los periodos de crecidas.

2. Transporte de sólidos: el transporte natural de sólidos puede verificarse según tres medios; eólico, coluvial y aluvial.

El transporte eólico es el producido por el viento y su efecto no tiene mayor incidencia sobre las obras de arte. Puede contribuir a la obstrucción de los conductos con el transporte de arbustos secos que suelen ser detenidos en la embocadura de las alcantarillas.

El transporte coluvial es el que se produce por acción de la gravedad, con o sin ayuda del agua, pero sin intervención de este medio de transporte.

El transporte aluvial es el que se produce por medio de los escurrimientos de agua. Tiene varias modalidades en relación al comportamiento mecánico de las partículas pudiendo discriminarse cuatro tipos de transporte:

- De fondo, llamado también de rodadura o por tracción, que se produce cuando la partícula en su movimiento, se despega del fondo hasta una altura no mayor que su diámetro.
- En saltación, cuando la partícula, en su traslado se levanta del fondo a distancias comprendidas entre 1 y 1000 veces a su diámetro para volver luego a caer.
- En suspensión, si la partícula es retenida por la corriente durante grandes distancias.
- En disolución, cuando el material integra con el agua una solución.

1.14.2. Obstrucción de Alcantarillas

1. Consideraciones Generales

La construcción que ocasiona en un cauce una alcantarilla, si bien provoca un incremento de la velocidad dentro del conducto e inmediatamente aguas abajo del mismo, produce una disminución de la velocidad aguas arriba debido al remanso de la entrada (la energía cinética se transforma en potencial), y presenta características propicias para la retención de aportes sólidos. Estas situaciones entorpecen el transporte de sólidos, creando condiciones que favorecen su deposición.

Esto adquiere notable significación en caminos de montaña y en regiones con suelos friables.

En un principio podría establecerse una clasificación genérica de los materiales y sus modos de transporte:

- Coluvial: bloques, gravas, etc.
- Aluvio-coluvial: fragmentos de rocas, rodadas, gravas, etc.
- Aluvial: arrastres flotantes arboles, troncos, arbustos, animales.
- Arrastres fluentes: material en suspensión como arcillas, limos, arenas, gravillas, etc.
- Acarreo de fondo: rodados, fragmentos de roca, gravas, etc.
- Riadas de barro.

El primer elemento a considerar en un control de arrastres es la dimensión de la sección del conducto. Esta debe guardar relación dentro de lo económicamente posible, con la dimensión de los arrastres. Además, debe permitir en condiciones adecuadas, el paso del personal de conservación, tanto para su inspección como para las operaciones de limpieza y mantenimiento.

Es fundamental en zonas con embancamientos potenciales diseñar alcantarillas suficientemente amplias que permitan las tareas de limpieza. En estas obras no debe permitirse la obstrucción del conducto ya que, en ocasiones de avenidas de máxima, el escurrimiento puede no ser suficiente para realizar una auto limpieza fluyendo el agua por sobre el terraplén.

En todos los casos de escurrimientos con apreciable presencia de arrastres, el real control de las obstrucciones solo está asegurado mediante una continua y sistemática inspección de las obras.

En relación a la tipología de los dispositivos para el control de las obstrucciones, los arrastres pueden ser clasificados en:

- Arrastres flotantes livianos: ramas pequeñas, varillas o rezago de poda de árboles, restos de basuras, etc.
- Arrastres flotantes medios: ramas, palos, restos de infraestructuras, animales muertos, etc.
- Arrastres flotantes pesados: arboles, troncos, raigambres, etc.
- Detritos finos: materiales finos arrastrados por las aguas tendientes a sedimentar con la disminución de la velocidad de la corriente.
- Detritos gruesos: gravas o fragmentos de roca.
- Rodados o rocas.
-

2. Tipología de los Dispositivos para Control

Los dispositivos más usualmente empleados en el control de obstrucciones y embancamientos son: deflectores, rejas, jaulas, aletas terminales, chimeneas, bateas de sedimentación y presas con cuencas de sedimentación.

TABLA 1.3. DISPOSITIVOS PARA CONTROL DE ARRASTRES

ARRASTRES	DISPOSITIVOS						
	deflector	reja	jaula	terminal de pilas	chimenea	batea sedimentación	presa y deposito
Flotantes livianos		—	—				
Flotantes medios	—	—					
Flotantes pesados	—			—			
Masas fluidas					—		—
Detritos finos					—	—	—
Detritos gruesos			—				—
Rodados o rocas	—						

Fuente: Guillermo Cornero Construcción y Conservación de Alcantarillas

a. Deflector de Arrastres

La función del deflector es apartar de la corriente durante las crecidas de máxima los arrastres medios y pesados y los rodados y rocas, acumulándolos en áreas de almacenamiento para su posterior remoción mediante tareas de mantenimiento.

El deflector de arrastres está constituido por caños o perfiles de hierro (son muy apropiadas las rieles en desuso de ferrocarril) o postes de madera, con suficiente rigidez para absorber el impacto del material en movimiento, empotrados en el suelo y dispuestos sobre su proyección horizontal en forma de V con el vértice orientado hacia aguas arriba.

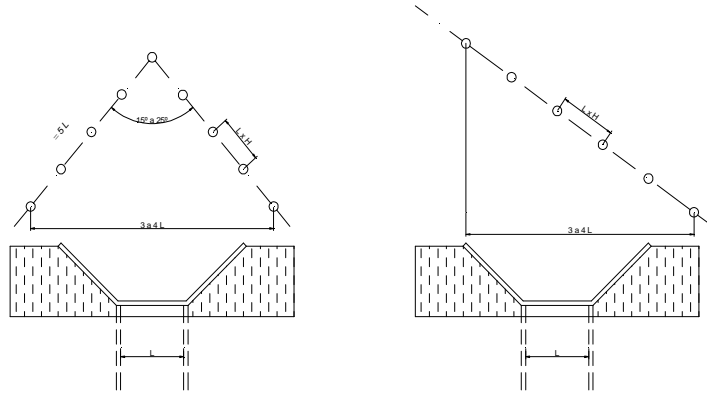
La medida de la hipotética base que cierra la V no debe ser inferior a 3 o 4 veces la luz total de la alcantarilla.

El ángulo del vértice debería estar comprendido entre 15° y 25° .

Los puntales son arriostrados mediante vigas horizontales que complementan el dispositivo y que le dan una rigidez integral al sistema. El espaciamiento horizontal entre vigas no debería ser menor que la mitad de la menor dimensión del conducto.

Las condiciones planialtimétricas a la entrada del conducto pueden hacer más conveniente el diseño de una sola línea de puntales inclinada hacia un lado de la entrada. En estos casos se dispone de una menor resistencia estructural.

FIGURA 1.9. DEFLECTOR DE ARRASTRES



b. Rejas

Las rejas admiten la retención de materiales de menor dimensión. Son colocadas en forma vertical o inclinada, con su proyección horizontal normal al eje de la corriente. Su altura debe alcanzar el máximo pelo de agua estimado para diseño.

Si el escurrimiento tiene cauce bien definido puede ser conveniente colocar la reja aguas arriba de la alcantarilla.

c. Jaulas

Son dispositivos para control de obstrucciones con eficiencia en arrastres de flotantes livianos y detritos gruesos, en alcantarillas de secciones reducidas.

Se construyen con vigas prefabricadas de hormigón o de madera, con un formato tipo jaula para pescados, cubriendo la entrada de la alcantarilla.

El espaciamiento entre tirantes oscila entre 0.15 y 0.20 m.

d. Terminales de Pilas

El terminal de pila es un muro de pared delgada de hormigón, acero o madera dura, construido como continuación de las pilas, sobre el cauce en adyacencias de la entrada de la alcantarilla, paralelo al sentido de la corriente.

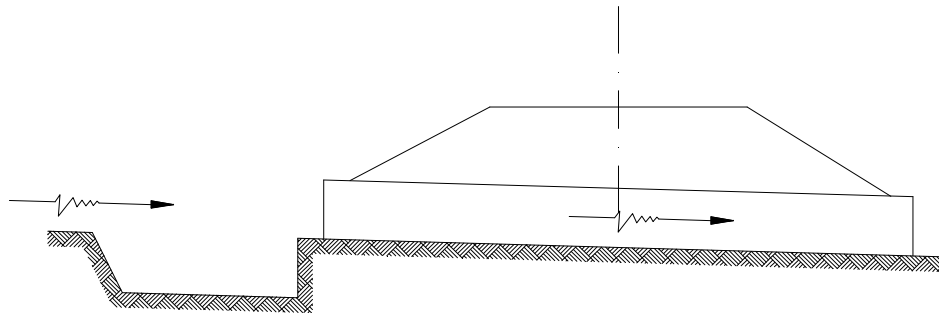
Controla arrastres flotantes pesados, y su función es orientar tales arrastres en su menor dimensión, para facilitar su peso por el interior de la alcantarilla.

La altura del muro debe coincidir con la altura de la alcantarilla a la entrada y se obtiene una mayor eficiencia si la altura disminuye progresivamente. Se suelen diseñar estas pendientes en el orden de 1:2. La longitud del muro puede ser el doble de su altura a la entrada.

e. Batea de Sedimentación

La problemática de embanques con materiales finos en cuencas de poca magnitud puede ser resuelta con bateas de sedimentación a la entrada.

FIGURA 1.10. BATEA DE SEDIMENTACION.



f. Presas y Cuenca de Sedimentación.

En escurrimientos que arrastran grandes cantidades de sedimentos pesados, los dispositivos anteriormente descritos no alcanzan a controlar el material depositado.

Este sistema se compone de una presa sobre el cauce arriba del conducto, y una cuenca de sedimentación aguas arriba de la presa que permita el depósito del material arrastrado.

1.14.3. Erosión de alcantarillas

1. Generalidades

El fenómeno de erosión en la zona de emplazamiento de las alcantarillas suele tener causas diversas. Entre las más frecuentes pueden mencionarse: obstrucción del conducto, cambio de dirección de la corriente, estrechamiento del cauce debido a la implantación de la alcantarilla, velocidad excesiva del escurrimiento, y erosión retrocedente del cauce.

En general, las alcantarillas no colapsan ante un solo evento de gran magnitud, sino que el colapso sobreviene como consecuencia de una serie progresiva de procesos erosivos que culminan socavando el plano de fundación.

2. Obstrucción del Conducto

La obstrucción de la abertura del conducto, provocada por piedras o rodados de gran tamaño, puede disminuir la sección hidráulica del mismo, localizando el escurrimiento e incrementando la velocidad hasta valores superiores a los admisibles. El control de este nuevo evento se realiza mediante un adecuado plan de mantenimiento. En caso que este procedimiento no sea suficiente, puede ser necesario el diseño de dispositivos que controlen tales obstrucciones.

3. Cambio de Dirección de la Corriente

Debido a causas de cualquier naturaleza puede modificarse la dirección de la corriente dentro del cauce aguas arriba de la alcantarilla, cambiando el esviate del escurrimiento respecto al eje del conducto. Este fenómeno provoca la localización de procesos erosivos sobre uno de los lados de la embocadura.

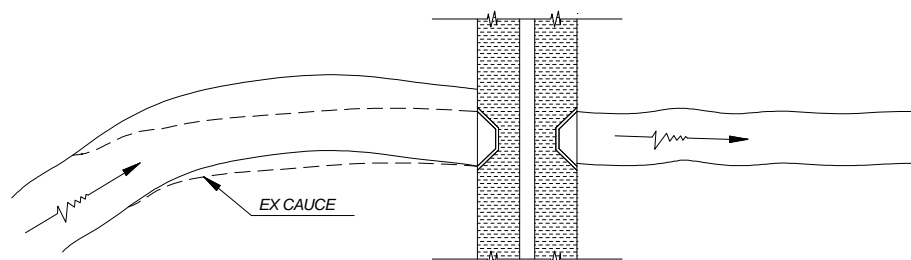
El control de este evento solo puede lograrse mediante la regularización del curso en un tramo suficientemente extenso aguas arriba de la alcantarilla y una reparación de los daños producidos.

También puede lograrse una solución que contemple ambos procedimientos: regularización parcial del cauce y protección de la zona afectada.

4. Estrechamiento del Cauce

El estrechamiento que provoca la alcantarilla produce una localización del escurrimiento y un incremento de la velocidad. Este hecho favorece la erosión en V de la solera en cauces formados por suelos friables finos, aguas debajo de la obra de arte. Este proceso puede controlarse mediante un enrocamiento o engavionado del cauce en una sección de longitud adecuada aguas abajo del conducto.

FIGURA 1.11. CAMBIO DE LA DIRECCION DE LA CORRIENTE



5. Velocidad Excesiva del Esgurrimiento

La constricción que produce una alcantarilla en un cauce transforma energía potencial en energía cinética, elevando la velocidad del esgurrimiento dentro del conducto y en un tramo del cauce en adyacencias a la desembocadura.

Cuando esta velocidad excede los valores admisibles se produce la erosión del lecho.

Durante el dimensionamiento hidráulico de la sección del conducto debe verificar que la velocidad del esgurrimiento no sobrepase los límites admisibles.

Los elementos más usuales que se disponen para el control de erosión son: enrocamientos, engavionados, muros, tablestacados, dientes de protección de fundaciones, disipadores de energía, saltos rápidos, etc.

Los más efectivos son aquellos que conforman estructuras no rígidas, ya que admiten un reajomodamiento, sellando comienzos de la erosión sin colapso de la obra.

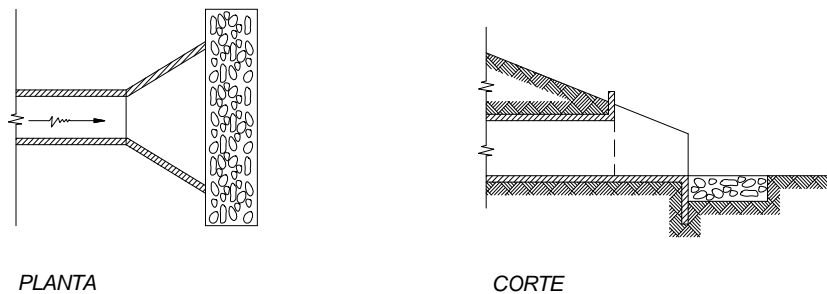
El diente de protección de la fundación debe ser previsto en todo diseño de suficiencia posibles socavaciones a la salida del conducto.

La erosión en el fondo del conducto se controla mediante platea de hormigón.

Esta platea, en el caso de alcantarillas con muros de ala, suele continuarse a la salida del conducto propiamente dicho (recibe el nombre de platea adicional), cubriendo el área comprendida entre alas.

Las obras más simples para el control de una erosión moderada consisten en una protección a la salida del conducto mediante un enrocamiento o engavionado, cubriendo una longitud no menor de cinco veces la altura prevista para el escurrimiento dentro del conducto. Esta longitud incluye la de la platea adicional en aquellos casos que este prevista.

FIGURA 1.12. TERMINAL DE ALCANTARILLA PROTECCION CON GAVIONES O ENROCAMIENTO



Para velocidades muy por encima de las admisibles se requieren la previsión de disipadores de energía. Estos pueden consistir en: batea con enrocamiento, batea de hormigón, y batea conformada con gaviones de alambre.

Los saltos conformados con gaviones deben construirse inmediatamente aguas debajo de los muros de ala. En casos de muros de vuelta puede preverse un elemento de transición de hormigón.

Los rápidos de hormigón con sección planimétrica rectangular o trapezoidal, deben integrarse con el terminal de la desembocadura y prever dientes disipadores de energía y batea terminal.

FIGURA 1.13. DISIPADORES DE ENERGIA Y BATEA TERMINAL

FIGURA 1.13.1 TERMINAL DE ALCANTARILLA BATEA CON ENROCAMIENTO

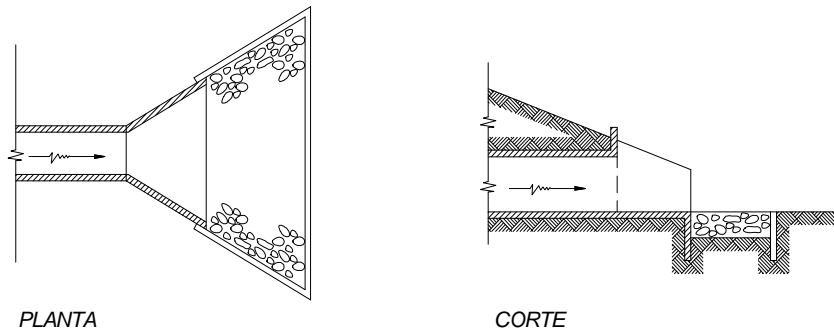


FIGURA 1.13.2 TERMINAL DE ALCANTARILLA CON BATEA DE HORMIGON

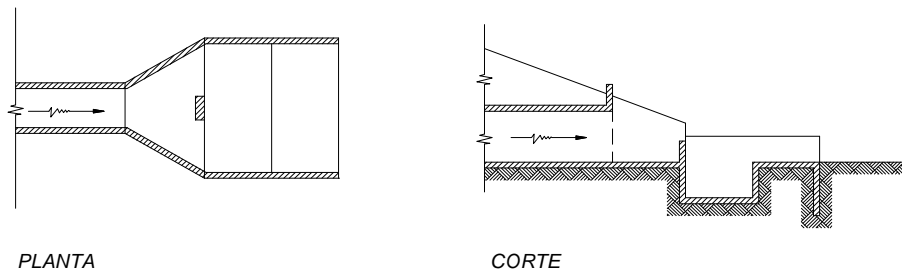


FIGURA 1.13.3 TERMINAL DE ALCANTARILLA CON BATEA DE GAVIONES

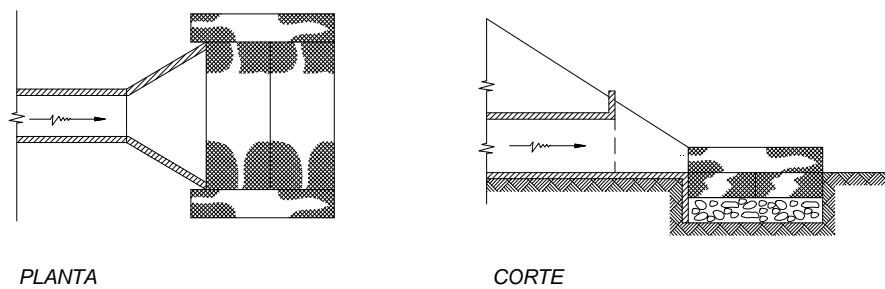


FIGURA 1.13.4 TERMINAL DE ALCANTARILLA CON SALTO DE GAVIONES

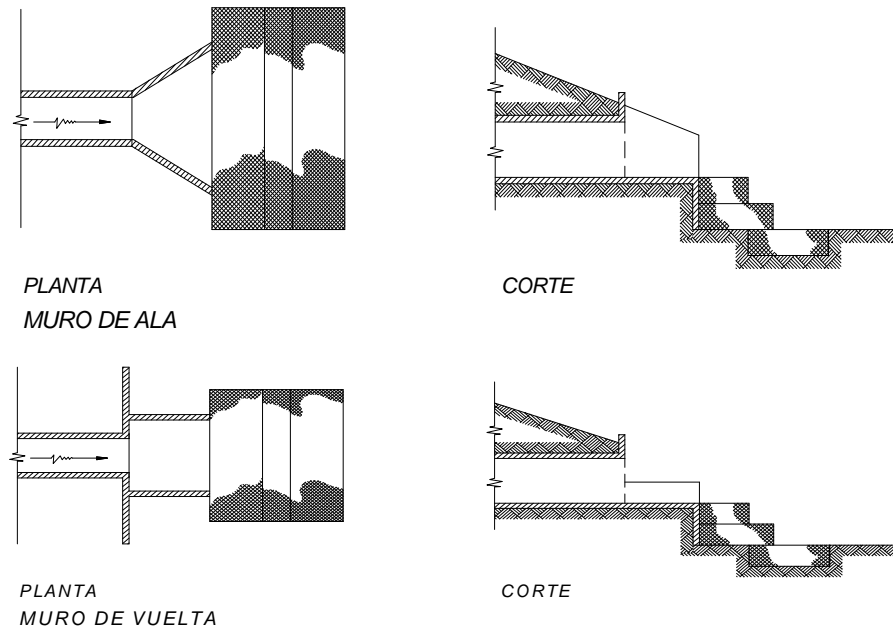
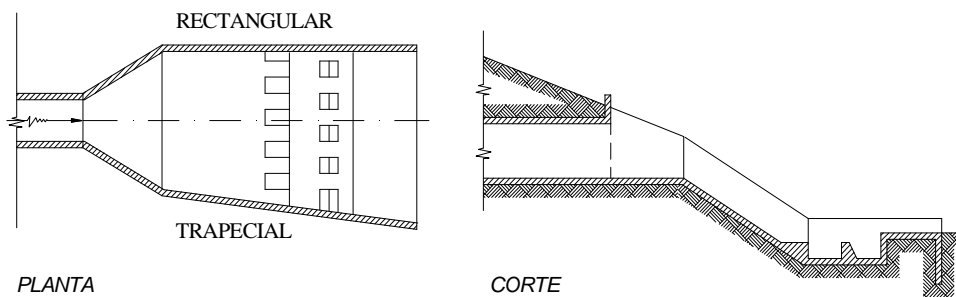


FIGURA 1.13.5 TERMINAL DE ALCANTARILLA CON RAPIDO DE HORMIGON



1.15. ALCANTARILLAS DE HORMIGON

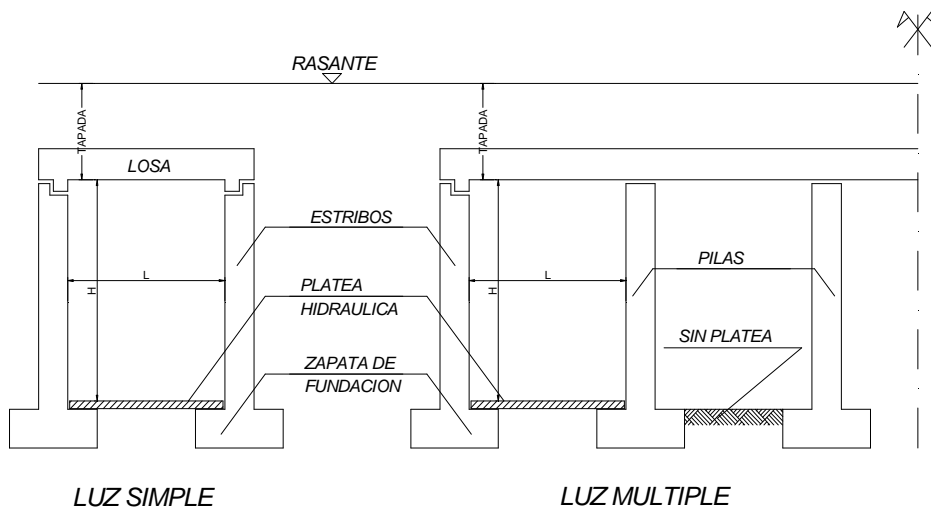
1.15.1. Alcantarilla de Sección Rectangular

1.15.1.1 Tipología

Se presentan dos tipos estructurales:

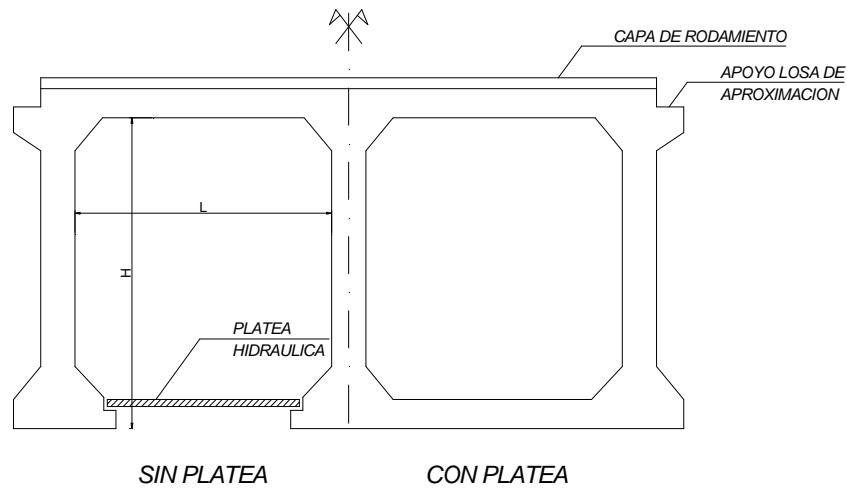
- a. Losa sobre estribos: en la figura 16 se presenta un esquema de su sección transversal.

FIGURA 1.14. ALCANTARILLA TIPO LOSA SOBRE ESTRIBOS



- b. Pórticos: pueden presentarse dos variantes con zapatas individuales, o con platea de fundación. En la figura 17 a izquierda del eje de simetría se presenta el primer caso y a derecha el segundo caso.

Figura 1.15. ALCANTARILLA TIPO PORTICO



1.15.1.2. Alcantarilla de Losa Sobre Estribos

1. Generalidades

El rango más usual de aplicación de este tipo de estructuras es de luces entre 1.00 y 4.00 m, alturas entre 1.00 y 3.00 m, admitiendo vanos múltiples para luces superiores a 2.00 m.

2. Losas

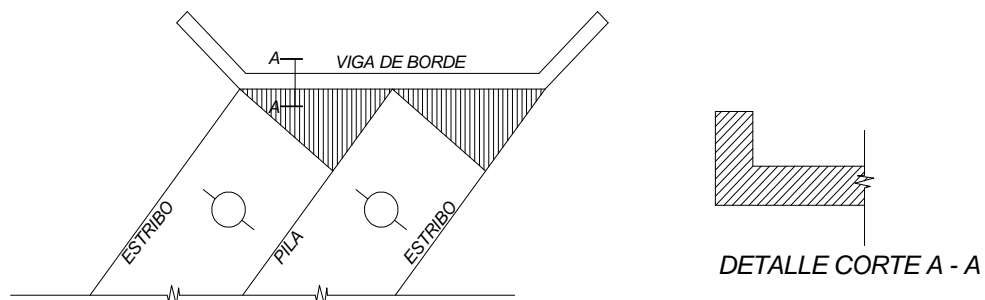
Para luz única se calcula la losa como simplemente apoyada, para cada una de las dimensiones que admite el plano tipo.

Para el cálculo de luces múltiples se debe considerar la carga viva en diferentes situaciones, determinando la envolvente de las solicitaciones.

Para el dimensionamiento y a los efectos de simplificar la confección del plano tipo (menos variables), se puede adoptar el criterio de conservar para estas luces el espesor y la armadura de la luz simple correspondiente, cubriendo los momentos en los apoyos con la armadura resultante de levantar la mitad de los hierros de los tramos contiguos.

Con relación al dimensionamiento de losas en alcantarillas oblicuas, resulta conveniente adoptar el modelo estructural esquematizado en la figura 18.

FIGURA 1.16. LOSAS EN ALCANTARILLAS ESVIADAS



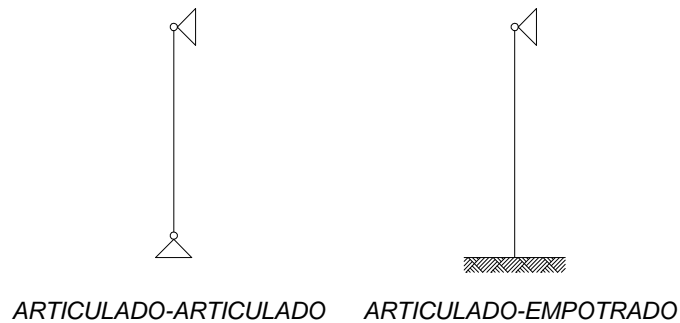
Se consideran losas derechas de luz L y la zona de longitud variable (área rayada) emplea como elemento portante la viga de borde.

3. Estribos y Pilas

Como modelo estructural para el diseño de estribos se consideran las situaciones más críticas que conforman la envolvente de los casos empotrado-articulado, y articulado-articulado.

Se adopta este criterio ante la posibilidad que pueda producirse cualquiera de las dos situaciones durante su real comportamiento.

FIGURA 1.17. MODELOS ESTRUCTURALES DE ESTRIBOS



Con relación a los estribos y pilas para este tipo de estructura, es conveniente diseñarlo con hormigón sin armar hasta alturas de 1.50 m y con hormigón armado para alturas mayores.

4. Muros de Cabeceras

Atendiendo el problema que presenta la geometría del muro de ala ante las pendientes longitudinales del conducto, se suele diseñar este tipo de cabecera en pendientes menores o igual a 10%. Para el caso de pendientes superiores se diseñan muros de vuelta.

1.15.1.3. Alcantarillas Pórtico

1. Generalidades

El rango más usual de aplicación de este tipo de estructura es de luces entre 3.00 m y 6.00 m, alturas entre 4.00 y 9.00 m, admitiéndose varios múltiples para luces iguales o mayores a 4.00 m.

En general este tipo de alcantarilla no se la diseña con tapada de terraplén, sino que la losa (con una capa de recubrimiento) se utiliza como superficie de rodamiento.

El modelo con platea admite menores tensiones del suelo de fundación (del orden del 40% del que requieren pórticos sobre zapatas), haciendo posible el uso de este tipo de obra sobre terrenos de baja calidad.

2. Modelo Estructural

Consiste en pórticos articulados en los apoyos tanto para la fundación sobre zapatas como para fundación sobre platea. Mediante el empleo de este modelo los pórticos quedan a cubierto de posibles giros de las bases.

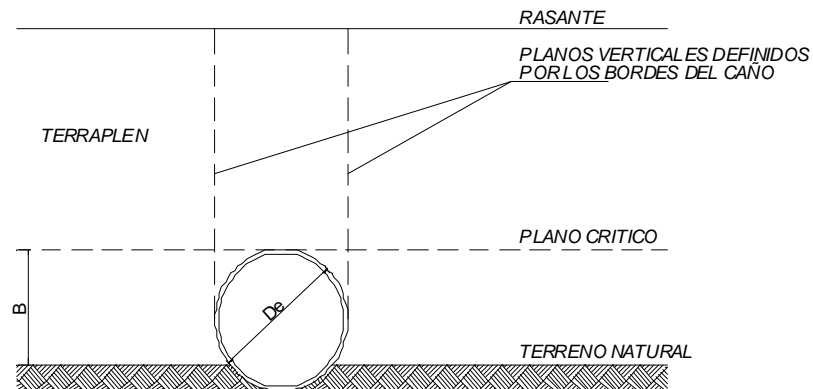
1.16. ALCANTARILLAS DE CHAPA ONDULADA CINCADA

1.16.1. Análisis del Comportamiento Estructural del Conducto

La magnitud de la carga estática que actúa sobre un conducto no es solo función del peso del material ubicado sobre el mismo, sino también por ciertos esfuerzos cortantes que se generan en los planos verticales definidos por los bordes del caño.

Estos esfuerzos son causados por asentamientos diferenciales entre el prisma del suelo situado sobre el conducto y los prismas del terraplén adyacente.

FIGURA 1.18. PLANO CRITICO



Se define como relación de proyección al cociente entre la altura del terraplén por debajo del plano crítico y el diámetro del conducto.

$$P = B/D_e$$

Siendo: P = Relación de proyección

B = Diferencia de cotas entre la clave del conducto y el terreno natural (igual a la altura del terraplén por debajo del plano crítico), en m

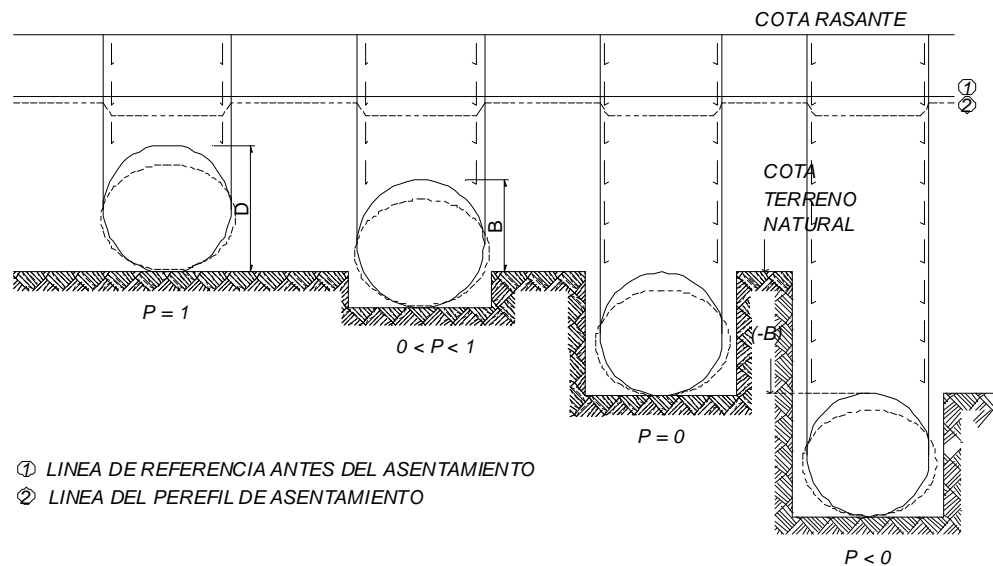
D_e = Diámetro exterior del conducto en m

Los conductos de chapa ondulada admiten deformaciones verticales de hasta un 5% de su diámetro sin sufrir variaciones en su resistencia estructural. Esta característica hace que a este tipo de conducto se lo denomine flexible.

Al ser la rigidez de la estructura inferior a la del núcleo del terraplén, admite en consecuencia un mayor asentamiento relativo. Esta situación permite una transferencia parcial de la carga que debería actuar sobre el conducto hacia los prismas de suelo adyacentes al mismo. Esto hace que la carga actuante sea menor que el peso del material ubicado sobre el conducto.

Si la relación de proyección es igual a la unidad los asentamientos relativos entre los prismas del terraplén adyacentes al tubo (situados por debajo del plano crítico) y el prisma donde se aloja el conducto, provocaran una trasferencia de cargas desde el prisma central hacia los prismas adyacentes. Esta trasferencia será función de la diferencia de rigideces entre el conducto y el prisma formado por el núcleo del terraplén.

FIGURA 1.19. ASENTAMIENTOS DEL TERRAPLEN SOBRE CONDUCTOS FLEXIBLES



Si la relación de proyección es nula, la trasferencia de cargas será mayor ya que se considera el terreno natural indisturbado con mayor rigidez que el núcleo de terraplén. Si la relación de proyección es negativa se incrementara aun más la trasferencia de carga ya que, al descenso relativo entre conductos y prismas adyacentes de terreno natural, se suma el descenso relativo entre el prisma del núcleo de terraplén sobre el conducto y prismas de terreno natural adyacentes.

Además de esta trasferencia de cargas, la elongación del diámetro horizontal provocada por la disminución del diámetro vertical, comprime el suelo, generando un

empuje pasivo del núcleo del terraplén sobre los laterales del conducto que mejora su capacidad para soportar cargas verticales.

1.16.2. Corrosión de Chapa Ondulada Cincada

Para complementar un proyecto de conductos de chapa ondulada cincada es necesario determinar el grado de agresividad del medio circundante, si esta agresividad supera ciertos límites el cincado normal de fábrica no otorga suficiente protección al acero, y deberán preverse medidas para controlar posibles corrosiones.

1.16.2.1. Medio Circundante: Suelo

Los principales elementos que caracterizan la agresividad de este medio son: la resistividad, PH, sales solubles, sulfuros y materia orgánica.

1.16.2.2. Medio Circundante: Agua

En los casos de aguas ácidas o básicas es necesario prever una protección de la superficie para evitar la corrosión del zinc. Esta protección se debe aplicar sobre las dos caras y sobre todo elemento accesorio (bulones, grapas, bandas de unión, etc.).

No obstante, no deberán emplearse conductos metálicos en aguas con excesiva acidez o alcalinidad ($4.5 > \text{pH} > 9$).

1.16.2.3. Control de la Corrosión

En los casos en los que las obras se localicen en medios agresivos y con el propósito de retardar al máximo la corrosión del cincado se aplican sobre ambas caras revestimientos con materiales inertes al deterioro que provoca dicho medio.

Usualmente, se emplean dos tipos de productos; materiales bituminosos, con o sin agregado de relleno mineral y resinas de epoxi, vinilo o poliuretano, estos últimos permiten una protección de calidad superior ya que admiten una mejor adherencia con el material de base.

2.1. HIDROLOGIA

2.1.1. Elección del Periodo de Retorno para Diseño (T)

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.

Es lógico pensar que el criterio de brindar protección total, es decir, no aceptar ningún riesgo durante la vida operativa, implica construir obras de drenaje de desproporcionadas magnitudes, tanto físicas como económicas; lo que obliga a seleccionar un nivel de protección menor; elección que depende fundamentalmente de :

- La importancia de la vía que va a protegerse (tipo de vía), pues de ella depende que se causen mayores o menores daños.
- La función que desempeña la obra, pues está claro que la integridad de la vía debe garantizarse en grado mayor que el libre tránsito de vehículos.

Teniendo presente estos conceptos, se deberán emplear para el diseño de las diferentes obras de drenaje de Carreteras y caminos, como mínimo, los Períodos de Retorno de Diseño que se señalan en la siguiente Tabla 2.1

TABLA 2.1 PERIODOS DE RETORNO PARA DISEÑO

Tipo de estructura	Carretera	Período de retorno años
Puentes en puntos en los que la retención de la riada puede provocar daños en el puente o su pérdida	Todas	50-100
Puentes en otras circunstancias	Principal Secundaria	50-100 25
Caños, tajeas, alcantarillas y pontones	Principal Secundaria	25 10
Cunetas y drenaje longitudinal	Principal Secundaria	10 5
Vías urbanas, excepto caces y sumideros	Todas	10
Caces y sumideros (Se puede tolerar la formación de remansos de corta duración)	Todas	2-5

Fuente: Manual de Hidrología y Drenaje ABC (Administradora Boliviana de Caminos).

2.1.2. Caracterización Hidrográfica del Area de Estudio

Al efectuar un estudio de la escorrentía superficial en una cuenca, se necesita hacer el análisis de las características físicas de ella y los conceptos que de estas se derivan, ya que de estas características dependerá directamente la magnitud del caudal de diseño en su punto de evacuación.

Para estimar las características fisiográficas se requieren planos topográficos de escala adecuada. Los valores que se anotan en la Tabla 2.2, son los recomendados.

TABLA 2.2 ESCALAS RECOMENDADAS PARA INTERPRETACION DE PLANOS

Área Km ²	Escala
1	1 : 5 000
100	1 : 10 000
1000	1 : 25 000
5000	1 : 50 000

Fuente: Manual de Hidrología y Drenaje ABC (Administradora Boliviana de Caminos).

Cuando no se dispone de cartas geográficas con suficiente precisión o detalle, deberá levantarse la cuenca por los diferentes métodos topográficos disponibles.

Las características físicas de las cuencas se clasifican en dos grupos, las que controlan el volumen de escurrimiento, tales como el área y el tipo de suelo; y las que condicionan la velocidad de respuesta, como lo es el tiempo de concentración.

El tipo de suelo se puede clasificar según diversos criterios, los cuales se encuentran asociados a la metodología adoptada para la estimación de los caudales, por lo que se verá en los apartados correspondientes.

2.1.3. Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración es el tiempo que se requiere para que el escurrimiento directo fluya desde el punto de la cuenca más alejado hidráulicamente, hasta el punto de interés dentro de la cuenca. Debe determinarse el tiempo de concentración para un área de drenaje, con objeto de seleccionar la intensidad promedio de la precipitación para una frecuencia de ocurrencia seleccionada.

El tiempo de concentración depende de varios factores, incluye tamaño y forma del área de drenaje, tipo de superficie, pendiente del área de drenaje, intensidad de la precipitación y si el flujo escurre totalmente sobre el terreno. En general el tiempo de concentración consta de una o más de tres componentes de tiempo de traslado, dependiendo de la ubicación de las alcantarillas. Estos son los tiempos de flujo sobre el terreno y en las obras de drenaje.

Como norma general, el tiempo de concentración no debe ser inferior a 10 minutos, salvo que se tengan mediciones en terreno que justifiquen adoptar valores menores.

Las diversas fórmulas desarrolladas para la determinación del tiempo de concentración, a veces, dan estimaciones bastante diferentes, lo que refleja la precisión de estas fórmulas empíricas.

Algunos de estos procedimientos y ecuaciones que se usan para calcular el tiempo de traslado y el tiempo de concentración, que se caracterizan por su base física son:

- Fórmula de Kirpich.

$$T = 0.01947 * L^{0.77} * S^{0.35}$$

- Fórmula Californiana (del U.S.B.R.)

$$T_c = 0,066 (L / J^{0,5})^{0,77}$$

- Fórmula de Giandotti.

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 * L}{25,3 * \sqrt{J * L}}$$

- Fórmula de Ventura-Heras.

$$T_c = \alpha * (A^{0,5} / J) \quad 0,04 \leq \alpha \leq 0,13$$

- Fórmula California Culvert Practice.

$$T_c = 60 * ((11,9 * L^3) / H)$$

2.1.4. Recopilación de Datos Meteorológicos

La medición de la precipitación es esencial dentro de cualquier estudio hidrológico, puesto que al cuantificar los recursos hídricos se constituye en la principal entrada de agua en el sistema. Dicha medida se efectúa por medio de instrumentos, *pluviómetros* o *pluviógrafos*, que expresan la altura de lámina de agua caída en un período de tiempo dado, o la variación continua de la cantidad de lluvia acumulada en el tiempo, respectivamente. Esta última medida necesita transformarse a una *curva masa*, que a su vez, al ser dividida en intervalos iguales de tiempo se convierte en un *histograma*.

Toda la información básica de las estaciones meteorológicas del país es recopilada por el *Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)*, institución encargada de administrar la red de medición a nivel nacional, aunque en algunos casos es posible obtener registros de algunas instituciones privadas. Cualquiera sea el caso, para los fines propuestos en el presente Capítulo, es posible obtener, en la mayoría de los casos, datos de precipitación en dos categorías:

- Informe Mensual y Anual de Datos Pluviométricos y/o Pluviográficos
- Planilla de Precipitación Máxima Diaria o de 24 horas

Es frecuente que existan cambios de ubicación de los equipos, en su instrumentación, o bien, en los procedimientos de observación; los cuales no son anotados ni publicados con los datos de precipitación.

Por ello, es necesario realizar un evaluación del registro que permita contrastar la información para detectar errores sistemáticos (Martínez, 1994).

El estudio del comportamiento de la muestra comienza con la revisión de los datos en relación a tres aspectos básicos, que según el orden de aplicación son: *Inconsistencia de la información*, *Ausencia de datos*, *Extensión del registro*. Por otro lado, en una

cuenca suficientemente extensa, pueden existir datos de varias estaciones pluviométricas, surgiendo el problema de evaluar la precipitación media o valor representativo sobre el área de estudio, para ello se recomienda la utilización de la metodología conocida como los *Polígonos de Thiessen*.

2.1.5. Análisis de los Datos Hidrológicos

Dado que en el país existen serias limitaciones en la disponibilidad de datos de escurrimiento, en especial para pequeños cursos de agua, que son los que conforman la mayor parte de la problemática del drenaje vial, se hace más usual la aplicación de los métodos probabilísticos a registros de precipitación, de los cuales se tienen mejor conocimiento y más extensa información.

Para predecir los eventos futuros a partir de información histórica se utiliza el análisis de frecuencia. La curva de frecuencia, que asocia a cada evento una probabilidad de ocurrencia, puede abordarse por ajuste gráfico a los puntos observados o por el uso de modelos de distribución de probabilidades.

La información necesaria para realizar este análisis está constituida por la precipitación máxima diaria observada en cada uno de los años de registro, denominándose a la muestra en este caso, serie anual.

Para utilizar este análisis de frecuencia es deseable contar con un mínimo de 20 años de registro. La representatividad, calidad y consistencia de los datos es esencial, a fin de que los valores usados representen observaciones ciertas y precisas. Por tal motivo, antes de iniciar el estudio probabilístico, la información de crecidas debe someterse a un cuidadoso escrutinio que asegure que las series de datos utilizados son válidos.

2.1.5.1 Distribución de Frecuencia Acumulada de Gumbel

De las varias distribuciones de valores extremos existen dos que tiene mayor aceptación, al haber demostrado que se ajustan bien al fenómeno de las crecidas; la distribución de valores extremos tipo I o ley de Gumbel y la distribución Log-Pearson tipo III.

2.1.5.1.1 Frecuencia de Ocurrencia del Evento.

Conocido también como probabilidad empírica. La misma calcula las probabilidades de no excedencia P_{ne} (Probabilidad de no excedencia) y de excedencia P_e (Probabilidad de Excedencia).

$$P_{ne} = \frac{m}{n+1}$$

$$P_e = 1 - P_{ne}$$

Donde:

m = Orden del registro procesado.

n = Número de datos de la serie.

2.1.5.1.2 Tiempo de Retorno.

Definido como la inversa de la probabilidad de excedencia de un evento.

$$T = \frac{1}{P_e}$$

2.1.5.1.3 Distribución de Frecuencias Acumuladas.

Este gráfico presenta la tendencia de la curva en función de la precipitación de las series históricas. El eje de ordenadas de la gráfica de Gumbel corresponde a la expresión:

$$\text{Prob} = e^{-e^{-y}}$$

2.1.5.2. Proceso Estadístico de las Series según la Ley de Gumbel

El proceso estadístico de las máximas históricas, se llevó a cabo para cada serie de cada estación. Este proceso se realiza con el objeto de obtener los valores de precipitación más probables para diferentes periodos de retorno, para fines de generar los caudales de diseño para el sistema hidráulico. Este proceso se realiza siguiendo la metodología presentada a continuación

2.1.5.2.1. Obtención de la Media

La media de cada una de las series de máximos fue calculada con la siguiente expresión:

$$\bar{h}_t = \frac{\sum_{i=1}^n h_{t_i}}{n}$$

2.1.5.2.2. Obtención de Desviación Standard (D.S.)

Asimismo para cada serie fue estimada, la desviación standard, para $n + 1$ datos:

$$\sigma\{ht\} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (h_i - \bar{ht})^2}{n-1}}$$

2.1.5.2.3. Cálculo de la Moda

También conocido como valor modal:

$$E_D = \bar{ht} - 0.45 * \sigma\{ht\}$$

2.1.5.2.4. Parámetro Característico.

Este parámetro caracteriza a una zona de igual clima, es decir que debe ser único y constante para el área de influencia hidrológica de la estación. Según la teoría probabilística este parámetro varía generalmente entre 0,5 y 1,5. Si el valor de ct es mayor que 1.5, es necesario reprocesar la serie depurando los datos que causan el incremento de ct.

$$K_D = \frac{\sigma\{ht\}}{0.557 * E_D}$$

Finalmente para fines de la caracterización hidrológica de la zona estudiada, los "ct" de cada estación son promediados obteniendo así, el valor característico de la zona de proyecto:

2.1.5.3. Precipitaciones Teóricas.-

Denominada también curva de probabilidad para cada duración.

$$h_{t,T} = E_D * (1 + K_D * \text{Log}T)$$

2.1.5.4. Precipitaciones de Corta Duración (Gumbel Modificado)

Las lluvias máximas de duración menor al valor diario, pueden estimar ha partir de la ley de regresión de los valores modales, conociéndose el valor modal de la lluvia diaria. La ley de regresión es:

$$h_{DT} = E_D \left(\frac{t}{\alpha} \right)^\beta * (1 + K_D * \log T)$$

Donde:

h_{DT} = Alturas de lluvia maxima (mm)

K_d = Característica

E_D = Valor modal

t = Tiempo igual al tiempo de concentración en (hrs).

T = Periodo de retorno en años

α = Esta en función del área de la cuenca si: $A > 10 \text{ Km}^2 \alpha = 12$;

$A < 10 \text{ Km}^2 \alpha = 2$

β = Coeficiente que varía de 0.2 a 0.3

2.1.5.5. Curvas Duración – Intensidad – Frecuencia

Adoptada una frecuencia o período de retorno de diseño de la obra y determinado el tiempo de concentración, debe obtenerse la intensidad de la lluvia de diseño, utilizando la familia de curvas intensidad – duración - frecuencia aplicable en la zona en estudio. Estas curvas se deben calcular empleando la información histórica, o bien estimarse en forma aproximada empleando datos de lluvias máximas diarias, cuando no existan registros pluviográficos en la zona de interés, con la expresión:

$$I_{\max} = \frac{h_{DT}}{t}$$

Donde:

I = Intensidad [mm / hr.].

h_{DT} = Precipitación correspondiente a una duración t, con un periodo de retorno T [mm]

t = Duración de la tormenta[hr.]

2.2. ESTIMACION DE LOS CAUDALES DE DISEÑO

El objetivo del cálculo de la crecida de diseño es asociar una probabilidad de ocurrencia a las distintas magnitudes de la crecida. Para lograr este fin se cuenta con procedimientos directos, regionales e indirectos. Los primeros requieren valores de caudales máximos observados en el punto de interés; los segundos se utilizan cuando no existen observaciones o existen pocas observaciones de caudales en el lugar del estudio y se justifican las decisiones analizando los datos de otros lugares similares; y los últimos estiman las crecidas en base a la relación que existe entre la precipitación u otras variables explicativas y el escurrimiento.

2.2.1. Métodos Indirectos

Los métodos indirectos para el estudio de crecidas son procedimientos que permiten transformar la precipitación efectiva en escurrimiento. Esta herramienta permite al ingeniero aprovechar la mayor cantidad de información de precipitación, para extender registros más escasos de caudal y mejorar así los métodos para estimar crecidas en aquellos puntos que no cuentan con información, o bien ésta es escasa.

Dentro del ámbito de los modelos precipitación existe gran variabilidad entre los procedimientos disponibles, pues ellos abarcan desde relaciones empíricas muy

simples hasta complejos modelos de simulación, que representan las variaciones espaciales y temporales del proceso de transformación. A medida que aumenta la complejidad del método se incrementan también las necesidades de información básica para aplicarlo.

Si bien en el caso de métodos indirectos de estimación de escorrentía en función de la precipitación se profundizará en el Método Racional y su versión Modificada, es frecuente que un método permita complementar los resultados obtenidos usando otro enfoque, por lo que *se recomienda emplear esta complementación y confrontación cuando sea posible*.

2.2.1.1. Método Racional

El método racional se basa en la premisa de que la tasa de escurrimiento directo para cualquier tormenta, depende de la intensidad promedio de la tormenta, el tamaño del área de drenaje y el tipo de superficie. Para cualquier tormenta dada, la intensidad de la precipitación generalmente no es constante para un área grande, ni tampoco durante la duración completa de la tormenta.

El método racional es utilizable en cuencas pequeñas, menores a 25 Hectáreas.

Supone que el escurrimiento máximo proveniente de una tormenta es proporcional a la lluvia caída, supuesto que se cumple en forma más rigurosa en cuencas mayoritariamente impermeables o en la medida que la magnitud de la lluvia crece y el área de aporte se satura.

La fórmula racional utiliza la teoría de que para una precipitación de intensidad promedio, I , que cae sobre un área impermeable de tamaño A , la tasa máxima de escurrimiento directo a la salida del área de drenaje Q , ocurre cuando toda el área de

drenaje está contribuyendo al escurrimiento directo y esta tasa de escurrimiento directo es constante.

Esto requiere que la duración de la tormenta sea cuando menos igual al tiempo de concentración, que es el requerido para que fluya el escurrimiento directo desde el punto más alejado del área de drenaje hasta la salida.

Según dicha formulación, el caudal punta de avenida en el punto de cruce de una vaguada con el trazado, para un período de retorno dado, se obtiene mediante la expresión:

$$Q = C \cdot I \cdot A / 3,6$$

Donde:

Q = Caudal punta correspondiente a un determinado período de retorno (m³/s).

I = Máxima intensidad media de precipitación, correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración (mm/h).

A = Superficie de la cuenca (Km²).

C = Coeficiente de escorrentía.

La intensidad de la lluvia de diseño corresponde a aquella de duración igual al tiempo de concentración del área y de la frecuencia o período de retorno seleccionado para el diseño de la obra en cuestión.

El método racional se ha utilizado ampliamente para la determinación de caudales de diseño en carreteras, debido a su simplicidad y lógica. Sin embargo se deben tener presentes sus limitaciones y las hipótesis involucradas. El método supone que el

coeficiente de escurrimiento se mantiene constante para distintas tormentas, lo cual es estrictamente válido sólo para áreas impermeables, de allí la necesidad de amplificar los valores de C para períodos de retorno altos.

Se asume que el período de retorno de la lluvia de diseño es igual al del caudal máximo. Las diversas fórmulas desarrolladas para la determinación del tiempo de concentración, a veces, dan estimaciones bastante diferentes, lo que refleja la precisión de estas fórmulas empíricas. Supone también que la tormenta tiene distribución e intensidad constante en toda la cuenca.

- Coeficiente de Escurrimiento

Los coeficientes de escurrimiento dependen de las características del terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración, etc. y se necesita un criterio técnico adecuado y experiencia para seleccionar un valor representativo. En la Tabla 2.3 se entregan antecedentes con rangos usuales de este coeficiente para diversos tipos de situaciones.

TABLA 2.3 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO “C”

Tipo de Terreno	Coefficiente de Escurrimiento
Pavimentos de adoquín	0,50 – 0,70
Pavimentos asfálticos	0,70 – 0,95
Pavimentos en concreto	0,80 – 0,95
Suelo arenoso con vegetación y pendiente 2% - 7%	0,15 – 0,20
Suelo arcilloso con pasto y pendiente 2% - 7%	0,25 – 0,65
Zonas de cultivo	0,20 – 0,40

Fuente: Manual de Hidrología y Drenaje ABC (Administradora Boliviana de Caminos).

El método racional se ha utilizado ampliamente para la determinación de caudales de diseño en carreteras, debido a su simplicidad y lógica. Sin embargo se deben tener presentes sus limitaciones y las hipótesis involucradas. El método supone que el

coeficiente de escorrentía se mantiene constante para distintas tormentas, lo cual es estrictamente válido sólo para áreas impermeables, de allí la necesidad de amplificar los valores de C para períodos de retorno altos. Se asume que el período de retorno de la lluvia de diseño es igual al del caudal máximo. Las diversas fórmulas desarrolladas para la determinación del tiempo de concentración, a veces, dan estimaciones bastante diferentes, lo que refleja la precisión de estas fórmulas empíricas. Supone también que la tormenta tiene distribución e intensidad constante en toda la cuenca.

En otras situaciones, la elección del coeficiente de escurrimiento puede abordarse, con la ayuda de los factores de relieve, infiltración, cobertura vegetal y almacenamiento de agua en el suelo. En la Tabla 2.4 se entregan los valores recomendados por el Estado de California en su última versión de 1995, los cuales son similares a los incluidos en las instrucciones de diseño de España. Ellos se basan en examinar 4 factores que inciden en este coeficiente, como son el relieve, la infiltración, la vegetación y la capacidad de almacenar agua. El uso de la Tabla requiere seleccionar el valor correspondiente a la situación de cada factor e ir sumando las contribuciones de cada uno de ellos. Si la cuenca presenta mucha heterogeneidad en estas características se pueden estimar coeficientes para cuencas parciales y posteriormente calcular la suma ponderada por el tamaño de las sub-cuencas para encontrar el valor total.

Estas recomendaciones son representativas de tormentas con períodos de retorno de 10 años. Si se necesitan coeficientes de escorrentía de tormentas de períodos de retorno mayor, se recomienda amplificar los resultados por 1,1, 1,2 y 1,25 para períodos de retorno de 25, 50 y 100 años respectivamente.

TABLA 2.4 COEFICIENTES DE ESCORRENTIA (C) PARA T = 10 AÑOS

Factor	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	0,28-0,35 Escarpado con pendientes mayores que 30%	0,20-0,28 Montañoso con pendientes entre 10 y 30%	pendientes entre 5 y 10%	0,08-0,14 Relativamente plano con pendientes menores al 5%
Infiltración	0,12-0,16 Suelo rocoso, o arcilloso con capacidad de infiltración despreciable	0,08-0,12 Suelos arcillosos o limosos con baja capacidad de infiltración, mal drenados	0,06-0,08 Normales, bien drenados, textura mediana, limos arenosos, suelos arenosos	0,04-0,06 Suelos profundos de arena u otros suelos bien drenados con alta capacidad de infiltración
Cobertura vegetal	0,12-0,16 Cobertura escasa, terreno sin vegetación o escasa cobertura	0,08-0,12 Poca vegetación, terrenos cultivados o naturales, menos del 20% del área con buena cobertura vegetal	0,06-0,08 Regular a buena; 50% del área con praderas o bosques, no más del 50% cultivado	0,04-0,06 Buena a excelente; 90% del área con praderas, bosques o cobertura equivalente
Almacenamiento Superficial	0,10-0,12 Despreciable, pocas depresiones superficiales, sin zonas húmedas	0,08-0,10 Baja, sistema de cauces superficiales pequeños bien definidos, sin zonas húmedas	0,06-0,08 Normal; posibilidad de almacenamiento buena, zonas húmedas, pantanos, lagunas y lagos	0,04-0,06 Capacidad alta, sistema hidrográfico poco definido, buenas planicies de inundación o gran cantidad de zonas húmedas, lagunas pantanos.

Si T > 10 años Amplificar Resultado por:

T = 25 ; C x 1,10 T = 50 ; C x 1,20 T = 100 ; C x 1,25

Fuente: Manual de Hidrología y Drenaje ABC (Administradora Boliviana de Caminos).

2.2.1.2. Fórmula de Bürkli-Ziegler.

Basada en investigaciones experimentales y partiendo del método racional, esta expresa el caudal de derrame en función de las intensidades de precipitación, el área, la pendiente media de y las condiciones físicas de la cuenca.

$$Q=3,90 \cdot A \cdot I_m \cdot C \cdot (i/A)^{1/4}$$

Donde:

Q: es el caudal, en l/s.

A: es la superficie de la cuenca, en Ha.

I_m: es la intensidad de la lluvia, en mm.

C: es el coeficiente de escorrentía.

i: es la pendiente

2.2.1.3. Método del SCS

Otro procedimiento recomendable para estimar los gastos máximos en cuencas rurales y urbanas, así como la forma del hidrograma correspondiente, es el desarrollado por el Soil Conservation Service de Estados Unidos, método conocido como procedimiento de la curva número. Esta metodología cuenta con dos etapas o pasos: calcular el volumen escurrido o lluvia efectiva y estimar el caudal máximo y la forma del hidrograma de la crecida.

- **Determinación del Volumen**

El volumen escurrido, expresado en unidades de altura de agua (pulgadas), o lluvia efectiva

(Q), se calcula en función de la lluvia (P), del potencial máximo de retención de agua (S) y de las pérdidas iniciales (Ia), las cuales se estiman en un 20% del potencial máximo, por medio de la siguiente expresión:

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

El potencial máximo de retención de agua es función de la curva número y se calcula como sigue:

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

El factor CN o curva número depende del tipo de suelo, de la naturaleza y cobertura del suelo y las condiciones previas de humedad. El Soil Conservation Service ha publicado extensas y amplias investigaciones sobre este factor y presenta tablas para seleccionar el valor más representativo de cada situación. La Tabla 2.5 incluye las condiciones rurales y urbanas más corrientes.

TABLA 2.5 VALORES DE CURVAS NUMERO PARA AREAS RURALES Y URBANAS

Cobertura superficie	% impermeable	Grupo de suelo			
		A	B	C	D
Desarrollado :					
Prados y parques					
pasto < 50%		68	79	86	89
pasto 50%-75%		49	69	79	84
pasto > 75%		39	61	74	80
Áreas impermeables:					
Estacionamientos pavimentados		98	98	98	98
Calles y caminos:					
Pavimentados		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89
Zonas rurales:					
Praderas		68	79	86	89
Arbustos y pastos naturales		48	67	77	83
Cultivos en hileras 89		67	78	85	89
Bosques y praderas		43	65	76	82
Residencial:					
sitios 500 m2o menor	65	77	85	90	92
sitios 1000 m2	38	61	75	83	87
sitios 2000 m2	25	54	70	80	85
sitios 5000 m2	20	51	68	79	84
sitios 10000 m2	12	46	65	77	82
Áreas urbanas en desarrollo:					
Áreas nuevas poca vegetación		77	86	91	94

Fuente: Manual de Hidrología y Drenaje ABC (Administradora Boliviana de Caminos).

La infiltración del terreno varía bastante en función de la permeabilidad del suelo y las condiciones de la superficie. El método distingue 4 tipos de suelos (A, B, C y D). El suelo de tipo A corresponde a suelos arenosos o limo- arenosos con bajo potencial de escurrimiento.

Son suelos con buen drenaje y conductividades hidráulicas del orden de 7 mm/h. Los suelos tipo B tienen tasas de infiltración moderadas y son de tipo limoso. Sus conductividades hidráulicas son del orden de 3 a 6 mm/h. Los suelos C tienen baja

capacidad de infiltración cuando están saturados y son limos arcillosos con algo de arena.

Finalmente los suelos tipo D tienen un alto potencial de escurrimiento y pequeña infiltración.

Están formados fundamentalmente por suelos finos arcillosos o limosos, con conductividades hidráulicas del orden de 1 mm/h.

- **Estimación de la Forma y del Gasto Máximo**

El SCS propone también el uso de un hidrograma triangular que se asemeja a una curva de hidrograma adimensional derivado a partir de muchos hidrogramas calculados. Esta simplificación permite estimar el valor máximo del caudal, el tiempo de base y el tiempo al máximo, lo cual define totalmente la forma del hidrograma y su valor máximo. Este hidrograma tiene una zona de ascenso que corresponde aproximadamente al 37% del volumen escurrido. El tiempo de base y el tiempo al máximo se pueden estimar en base al tiempo de concentración de la cuenca. Las expresiones propuestas son las siguientes:

$$q_p = \frac{0.75Q}{T_p} = \frac{1.12Q}{T_c}$$

$$T_b = 2.67T_c = 1.8T_p$$

$$T_p = 0.67T_c$$

Donde:

q_p = caudal máximo

T_c = tiempo de concentración

T_b = tiempo de la base del hidrograma

T_p = tiempo al máximo

Q = volumen escurrido expresado en altura de aguas

Las expresiones anteriores permiten calcular la forma del hidrograma conocido el volumen escurrido y el tiempo de concentración.

2.2.2. Métodos Empíricos

Existen otros métodos para estimar las máximas crecidas que pueden producirse en una determinada cuenca. La mayoría de ellos son poco precisos ya que no tienen en cuenta parámetros tan relevantes como el clima, la pendiente, la forma de la cuenca, etc.

La mayor parte de estos métodos y ecuaciones, están expresadas en función de la superficie de la cuenca.

Pero estas fórmulas, deducidas por observaciones en determinadas cuencas, y muy útiles en ellas, no se deben generalizar a todas. Y así, sus resultados son muy dispares, llegando algunos a ser dobles de los otros.

Sin embargo en este trabajo, se las utiliza de manera demostrativa, para determinar las diferencias entre algunas de ellas.

Así tenemos una diversidad de fórmulas las cuales son:

2.2.2.1. Fórmula de Dickens.

$$Q = 6,9 * A^{3/4}$$

2.2.2.1. Fórmula de Kuickling.

$$Q = (0,08 + (3596 / (A + 958))) * A$$

2.2.2.1. Fórmula de Ryves.

$$Q = 8,5 * A^{2/3}$$

2.3. HIDRAULICA

2.3.1 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.

Por medio de cálculos hidráulicos se puede determinar el tipo probable de control de escurrimiento bajo el cual funcionará una alcantarilla para un conjunto de condiciones dadas. Sin embargo, pueden evitarse esos cálculos determinando la profundidad del agua en la entrada para cada tipo de control; y luego adoptar el valor más alto de dicha profundidad, el cual indicará el tipo de control determinante. Este método para determinar el tipo de control es correcto, excepto para algunos casos, en los cuales la profundidad del agua en la entrada es aproximadamente la misma para muchos tipos de control. En este caso, no es importante la distinción.

2.3.1.1 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). Esta obra, al limitar el paso libre del agua, causará 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, proteger 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 y en el cauce a la salida. Dado que la velocidad en la zona del remanso es pequeña, en los cálculos hidráulicos se acostumbra a suponer que la altura de agua corresponde al nivel de energía total disponible.

Consideraciones importantes de tener en cuenta en el diseño son el posible daño a la carretera y a las propiedades vecinas. Si las alturas de terraplén son bajas, la carga a la entrada puede inundar la carretera y causar problemas y demoras al tráfico, lo que puede ser especialmente grave dependiendo del nivel de circulación.

Aun cuando, las grandes alturas de terraplén dan la posibilidad de crear un efecto de embalse temporal del agua, disminuyendo los caudales de crecida, estos diseños deben evitarse, considerando los efectos de una posible falla catastrófica del dique y el eventual bloqueo de la obra por arrastre de sedimentos o vegetación, razón por la cual la carga máxima de diseño a la entrada se limita según se indica en la Tabla 2.6

Tanto para alcantarillas con control de entrada como de salida, los tubos, cajones y losas se diseñarán hidráulicamente, respetando una carga máxima H_e , según se trate de canales o cauces naturales permanentes o impermanentes. En los canales, la carga máxima de diseño será igual a la dimensión de la alcantarilla. En los cauces naturales

se podrá aceptar una carga a la entrada igual a la dimensión de la alcantarilla más 0,3 m para el gasto de diseño.

Para el caudal de verificación la carga máxima admisible será 0,3 m menor que el borde exterior del Sobre Ancho de Plataforma (SAP), situación que se consulta en especial para terraplenes bajos en que se desea evitar que el agua pueda llegar a sobrepasar la calzada o incluso saturar la estructura del pavimento. En todo caso H_e máxima de verificación se limitará según se indica en la Tabla 2.6 y siempre alcanzando como máximo la cota del borde exterior del SAP menos 0,30 m.

TABLA 2.6 CARGA HIDRÁULICA DE DISEÑO (H_e , m)

Tipo de Cauces	Tubos	Cajones	Losas ($L \leq 6m$)
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 H_e máximo no puede sobrepasar la cota exterior del SAP - 0.3 m		

Fuente: Manual de Hidrología y Drenaje ABC (Administradora Boliviana de Caminos).

2.3.1.2. Altura de Agua a la Salida

Corresponde a la profundidad del agua medida desde el punto más bajo de la alcantarilla en la sección de salida. Queda determinada por el cauce hacia aguas abajo cuando existen obstrucciones que remansan el agua.

2.3.1.3. Velocidad a 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 2.7

TABLA 2.7 VELOCIDADES MAXIMAS 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 (sobre 20 cm.)	3,00	2,40

Fuente: Manual de Hidrología y Drenaje ABC (Administradora Boliviana de Caminos).

Los principales factores que afectan a esta velocidad son la pendiente y rugosidad de la alcantarilla, no influyendo la forma y tamaño significativamente, salvo en los casos en que se produce flujo a boca llena. La velocidad a la salida de alcantarillas escurriendo con control de entrada, puede obtenerse en forma aproximada, calculando la velocidad media de la sección transversal de escurrimiento en el conducto empleando la fórmula de Manning.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

Las velocidades de salida obtenidas por este método suelen ser algo mayores que las reales debido a que la altura normal, supuesta al aplicar la fórmula de Manning, rara vez se alcanza en la corta longitud de la mayoría de las alcantarillas.

En el caso con control de salida, la velocidad media en la salida de la alcantarilla será igual al caudal de descarga, dividido por el área de la sección transversal de la corriente en dicho lugar.

Esta área de escurrimiento puede ser la correspondiente a la profundidad crítica, o la correspondiente al nivel de la superficie libre en la salida (siempre que este nivel caiga por debajo de la cota del dintel del conducto) o de la sección transversal llena del conducto (ver Tópico 2.3.4).

2.3.2. Forma de la Entrada y la Salida

La forma y oblicuidad de las entradas, además de la geometría de las aristas, afectan la capacidad de descarga de las alcantarillas. La geometría de las aristas, tiene particular importancia cuando el escurrimiento es con control en la entrada. Aunque la forma de las salidas no influye considerablemente en el comportamiento hidráulico, generalmente se diseñan idénticas a la entrada.

Las formas más usadas de las aristas de las alcantarillas son:

a. Aristas Vivas

b. Aristas Redondeadas

En que se redondean los bordes de modo que el flujo entre en forma gradual. Esta modificación es económica, disminuye la contracción del flujo a la entrada, y aumenta la capacidad de la alcantarilla, reduciendo el nivel del remanso a la entrada.

c. Aristas Biseladas o Abocinadas

Los bordes se cortan en un ángulo determinado, para producir un efecto similar al de las aristas redondeadas, lo cual tiene ventajas constructivas.

d. Aristas Ranuradas

Corresponden a la primera onda del anillo corrugado de una cañería de metal corrugado o al enchufe que tienen los conductos de hormigón en uno de los extremos. Cuando se colocan a la entrada en las alcantarillas pequeñas, producen un efecto similar al de las aristas redondeadas. Otros elementos que se usan en combinación con las aristas mencionadas anteriormente, en los extremos de las alcantarillas, son los siguientes:

e. Conducto con Extremos Alabeados

Esta forma de terminar las alcantarillas se produce formando en cada lado una pared que parte desde la sección del tubo y va alabeándose hasta tomar la forma del cauce natural.

Aun cuando este tipo de transición mejora las condiciones de escurrimiento, este tipo de entrada es más costoso y difícil de construir.

f. Muros de Cabecera y Muros de Ala

2.3.3. 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. En el anexo 4 Figura 2.1 se muestran varios esquemas de escurrimiento con control de entrada.

Con control de entrada, la rugosidad, el largo del conducto y las condiciones de la salida (incluyendo la profundidad del agua inmediatamente aguas abajo) no son factores determinantes de la capacidad de la alcantarilla. Un aumento de la pendiente

°del conducto, reduce la profundidad del remanso de entrada en una cantidad ínfima de manera que cualquier corrección por pendiente puede despreciarse en las alcantarillas usuales, escurriendo bajo control de entrada.

La profundidad del remanso es la distancia vertical desde el umbral de la alcantarilla, en la entrada, hasta la línea de energía total de esa sección (profundidad + altura de velocidad). Debido a las pequeñas velocidades de la corriente en los remansos y a la dificultad en determinar la altura de velocidad para todos los escurrimientos, se admite que el nivel de agua y la línea de energía total coinciden, lo que significa que las profundidades del remanso obtenidos de los gráficos de este manual, puedan ser mayores que las que se presentan en los casos prácticos, lo que da una mayor seguridad a la obra.

En el anexo 4 Figura 2.1 presenta un resumen de los diferentes casos que pueden presentarse en alcantarillas de sección circular y de cajón. En esta Figura se identifican los ábacos y las ecuaciones que se deben usar en cada caso, dependiendo de la forma de la sección y de la disposición de los elementos a la entrada de la obra, es decir muros frontales, alas, tipo de aristas y forma como empieza el conducto. En la misma Figura se definen las situaciones que pueden darse a la entrada y se definen los ángulos de los muros frontales y de los muros de ala.

Las relaciones entre la carga hidráulica de entrada, tamaño y forma de la alcantarilla y caudal de diseño para varios tipo de alcantarillas usuales, escurriendo con control de entrada se presentan en el anexo 4 Figura 2.1, Figura 2.2, Figura 2.3, Figura 2.4 y Figura 2.5. Estos gráficos están basados en ensayos de laboratorio y verificaciones en terreno, incluyéndose las instrucciones de uso en cada uno de ellos. La Figura 2.2 permite calcular la carga hidráulica a la entrada para tubos circulares de hormigón, conocidas las condiciones de entrada, tamaño y caudal de diseño. La Figura 2.3, se refiere a las cargas hidráulicas a la entrada para tubos de acero corrugado. La Figura 2.4 permite diseñar las alcantarillas de cajón conocidas las condiciones de entrada,

tamaño y caudal. Finalmente la Figura 2.5 ayuda a calcular las alcantarillas de sección recta ovoidal.

2.3.3.1. Eficiencia Hidráulica en Alcantarillas con Control de Entrada

La curva de descarga de la alcantarilla o relación entre la carga hidráulica y el caudal que circula, presenta dos tramos bien definidos. Cuando la carga es pequeña, la obra funciona como un vertedero y a medida que la carga aumenta la obra funciona como un orificio. Entre ambas situaciones se produce una transición suave. Cuando la obra funciona como vertedero la capacidad aumenta con pequeños aumentos de carga, sin embargo al actuar como orificio se requieren aumentos importantes de carga para aumentar la capacidad de porteo.

2.3.4. 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. El anexo 4 Figura 2.6 muestra varias condiciones de escurrimiento con control de salida para varias alturas. Los procedimientos de cálculo son diferentes si la salida es sumergida o no y por lo tanto se analizarán los distintos casos que se ilustran en la Figura 2.6 separadamente.

2.3.4.1. Salida Sumergida

En este caso la carga H , o energía necesaria para hacer circular un gasto dado por la alcantarilla, se emplea en vencer las pérdidas de entrada, pérdidas por frotamiento, evaluadas con la ecuación de Manning, y altura de velocidad en la salida.

Por consiguiente, se calcula con la siguiente relación:

$$H = \left(1 + K_e + \frac{19.6 * n^2 * L}{R^{1.33}}\right) \frac{V^2}{19.6}$$

Donde:

K_e = Coeficiente de pérdida de carga en la entrada (Tabla 2.8)

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning (Tabla 2.9)

L = Longitud de la alcantarilla en metros.

R = Radio Hidráulico en metros (Razón entre área y perímetro mojado)

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

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. Sin embargo, en general, debido a que la velocidad en el remanso es pequeña se supone que la línea de energía es coincidente con el nivel de aguas a la entrada, lo que implica que los niveles calculados pueden ser algo mayores que los reales.

La Tabla 2.8 entrega coeficientes de pérdida de carga en la entrada para los distintos tipos de entrada en alcantarillas que escurren llenas o parcialmente llenas con control de salida. Este coeficiente al ser multiplicado por la altura de velocidad, entrega la pérdida de energía debida a la singularidad que produce la entrada a la obra.

La Tabla 2.9 entrega coeficientes de rugosidad de Manning para los materiales usados comúnmente en alcantarillas.

TABLA 2.8 COEFICIENTES DE PERDIDA DE CARGA A LA ENTRADA EN ALCANTARILLAS CON CONTROL DE SALIDA

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

Fuente: Manual de Hidrología y Drenaje ABC (Administradora Boliviana de Caminos).

TABLA 2.9 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD PARA MATERIALES USADOS EN ALCANTARILLAS

Materiales	n
a) Hormigón	0,012
b) Metal Corrugado	
Ondulaciones estándar (68 mm x 13 mm)	0,024
25% revestido	0,021
Totalmente revestido	0,012
Ondulaciones medianas (76 mm x 25 mm)	0,027
25% revestido	0,023
Totalmente revestido	0,012
Ondulaciones grandes (152 mm x 51 mm)	
25% revestido	0,026
Totalmente revestido	0,012

Fuente: Manual de Hidrología y Drenaje ABC (Administradora Boliviana de Caminos).

Calculada la carga H , el nivel de aguas a la entrada (H_e) se calcula sumando la carga al nivel de aguas a la salida de la alcantarilla. En la determinación de este último, pueden presentarse dos situaciones. Si a la salida, el cauce tiene una sección transversal, pendiente y rugosidad razonablemente uniformes, se puede suponer la existencia de altura normal a la salida y calcularla empleando la fórmula de Manning (ver 2.3.1.3). Si por el contrario, existen en el cauce hacia aguas abajo disminuciones de ancho o pendiente que impliquen un control del régimen hidráulico del escurrimiento, debe calcularse el nivel de aguas a la salida de la alcantarilla, empleando los métodos de cálculo de ejes hidráulicos o curvas de remanso.

2.3.4.2. Salidas No Sumergidas

Si el nivel de la corriente inmediatamente aguas abajo de la salida se encuentra por debajo del dintel de la alcantarilla. La condición de salida sumergida no existe y la determinación del nivel de aguas a la entrada se realiza en forma diferente. La mayoría de los cauces naturales suelen ser relativamente anchos comparados con la alcantarilla, y la profundidad de agua en el cauce puede ser menor que la profundidad crítica de la alcantarilla, por lo cual el nivel de la corriente aguas abajo no influye en

la capacidad o en el nivel de remanso en la entrada. Los casos en que se produce esta situación corresponden a los presentados en el anexo 4 Figura 2.6 letras B, C y D.

La situación presentada para el caso B ocurre para caudales altos, capaces de producir un escurrimiento con altura crítica igual al diámetro o altura de la alcantarilla en la salida. En este caso, la línea piezométrica en la salida coincide con el dintel de la alcantarilla para todo caudal igual o superior al que produce una altura crítica igual a la altura del conducto. Para calcular el nivel de aguas a la entrada se sumará la carga hidráulica a la altura del dintel en la salida.

Cuando la profundidad crítica cae bajo el dintel de salida, la superficie libre tiene la forma indicada en el caso C del anexo 4 Figura 2.6, dependiendo de la magnitud del caudal. En estas condiciones, la determinación exacta de la profundidad de agua en la entrada requeriría del cálculo del eje hidráulico. Este cálculo requiere bastante tiempo y puede conseguirse un diseño aproximado siguiendo el procedimiento que se detalla a continuación.

Para encontrarse en las condiciones de escurrimiento mostradas en el caso C, la alcantarilla debe escurrir llena, en parte de su longitud. La línea piezométrica para la porción llena, pasará por el punto en que la corriente se separa de la parte superior del conducto, representado por el punto A de la Figura 2.6 anexo 4. Se demuestra, por cálculos de la curva de remanso, que si se prolonga en recta, la línea piezométrica, cortará el plano de la sección transversal de salida, en un punto situado por encima de la superficie libre de la corriente que en dicho sitio tiene la profundidad crítica. Este punto se encuentra aproximadamente, en la mitad de la distancia, entre el dintel de la alcantarilla y a profundidad crítica. La prolongación de la recta mencionada anteriormente puede considerarse como una línea piezométrica equivalente, y la carga H determinada por la ecuación o los nomogramas puede sumarse al nivel de aquel punto, para obtener la cota de la superficie del remanso de entrada.

La condición de escurrimiento lleno en parte de la longitud del conducto (Anexo 4 Figura 2.6 caso C) se producirá cuando la profundidad del agua a la entrada, medida desde el nivel de la superficie del remanso calculado anteriormente, es igual, o mayor que la cantidad:

$$D + (1 + K_e) V^2 / 2g$$

Donde:

V = es la velocidad media para la sección transversal llena del conducto.

K_e = la pérdida de carga en la entrada.

D = la altura interior de la alcantarilla.

Si la profundidad de agua en la entrada es menor que el valor precedentemente consignado, la corriente presentará una superficie libre en toda la longitud del conducto, caso D.

Para obtener con precisión la profundidad en la entrada, en las condiciones de escurrimiento del caso D, deberá recurrirse al cálculo de la curva de remanso. La solución aproximada recomendada, es la misma que la dada para las condiciones de escurrimiento del caso C, con la reserva de que la precisión en el cálculo de la profundidad en la entrada H_e disminuye a medida que decrece el caudal de descarga.

Para los fines del diseño, este método es generalmente satisfactorio para profundidades del remanso de entrada mayores a 0,75 veces la altura del conducto.

Calculada la carga (H) la profundidad del agua en la entrada medida desde el umbral (H_e), puede expresarse por una sola relación para todas las condiciones de escurrimiento con control en la salida.

Esta ecuación es la siguiente:

$$H_e = H_1 + H - Li$$

Donde:

H_e = profundidad de agua en la entrada (m)

H = carga de la alcantarilla (m)

L = longitud de la alcantarilla (m)

i = pendiente de la alcantarilla (m/m)

H_1 = cota piezométrica en la salida medida desde el umbral de la salida de la alcantarilla (m)

Cuando el nivel superficial de la corriente inmediatamente aguas abajo de la salida, iguala o sobrepasa el dintel, H_1 es igual a dicha profundidad de agua. Si el nivel aguas abajo, se encuentra bajo el dintel (Casos B, C y D), H_1 es el mayor de dos valores: la profundidad de aguas en la salida o el valor $(h_c + D)/2$. Esta última expresión representa la altura de la línea piezométrica aproximada, mencionada anteriormente.

3.1. CARACTERIZACION DE LA ZONA DEL PROYECTO

3.1.1. Ubicación

Políticamente el tramo a ser evaluado (El Valle de Concepción-La Compañía-Saladillo) se encuentra ubicada en la segunda sección de la Provincia Uriondo del departamento de Tarija distante a uno 25 Km de la ciudad de Tarija, este tramo se encuentra en buena condiciones, ya que se trata de un tramo perteneciente a la red fundamental departamental.

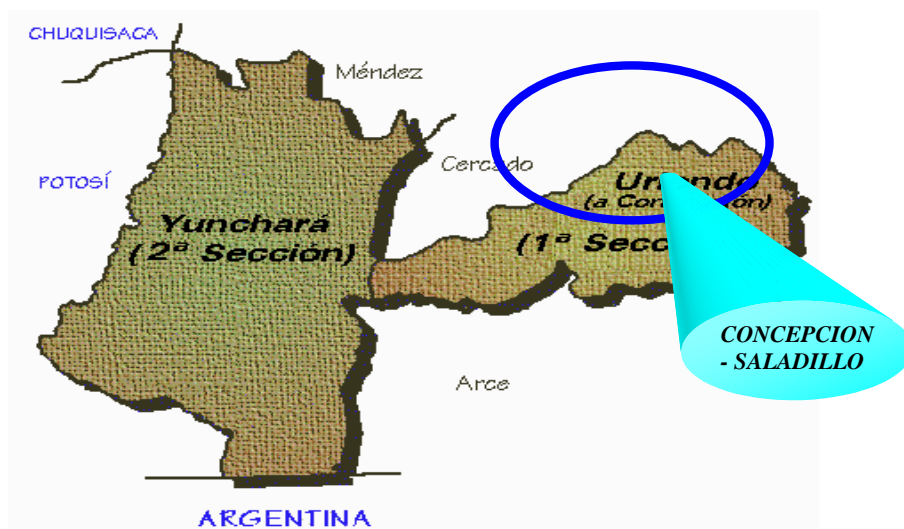
Geográficamente el área de influencia del proyecto se encuentra localizada (aproximadamente) entre las coordenadas UTM. 327706.82 m E, 7599635.93 m S a 323550 m E, 7597016 m S, a una altitud media de 1750.00 msnm. Con una longitud de 6.7 Km, la misma tiene un inicio en la plaza del Valle de Concepción con trece (13) alcantarillas circulares de chapa ondulada cincada, una (1) de sección cuadrada y una de sección rectangular ambas con losa de hormigón armado sobre estribos de hormigón ciclópeo.

FIGURA 3.1. UBICACION POLITICA DEL PROYECTO



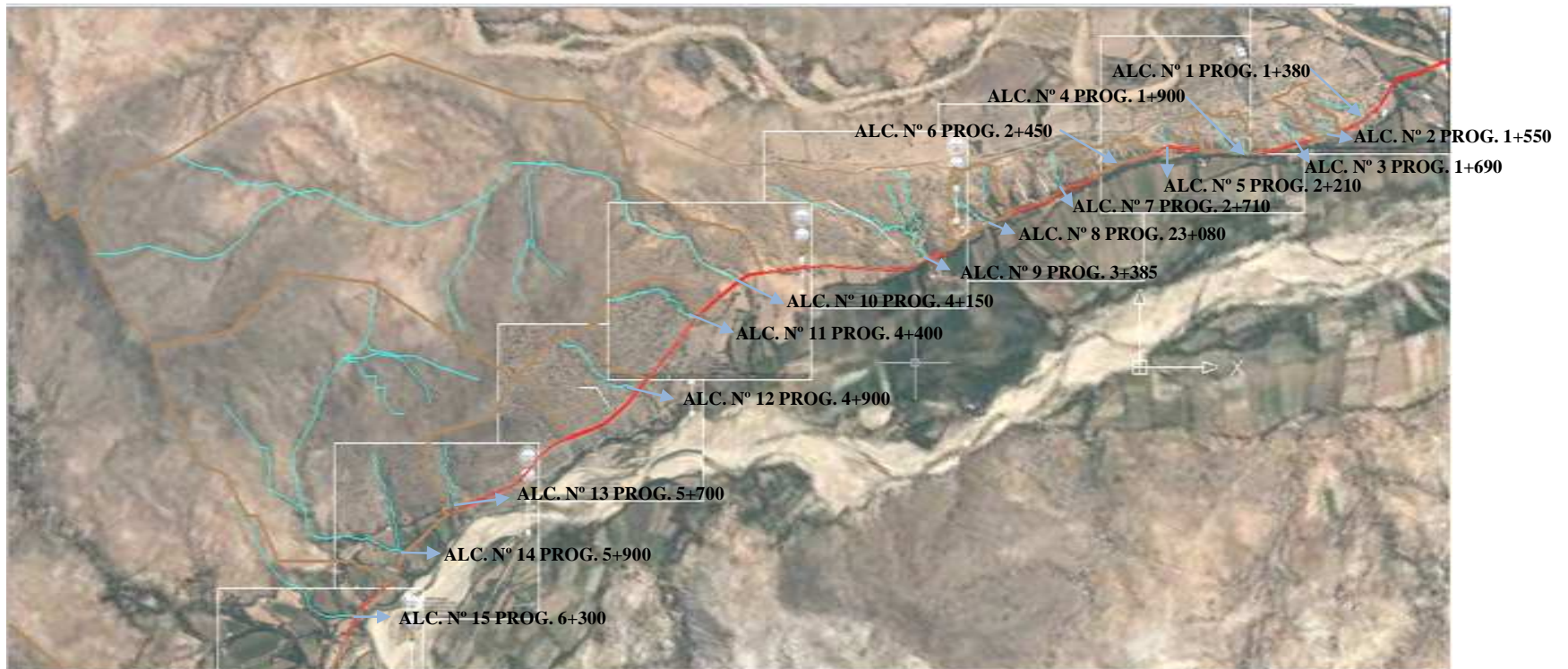
Dentro de la provincia Avilez el proyecto se encuentra en la 1^{ra}. Sección,
Ver Figura 3.2

FIGURA. 3.2. UBICACIÓN PROVINCIAL



3.1.2 Ubicación de las alcantarillas

FIGURA 3.3



3.2 ESTADO ACTUAL DE LAS ALCANTARILLAS

En la inspección visual y evaluación se pudo evidenciar y determinar las características de las estructuras y el estado actual en las que se encuentran, las cuales se muestra en las siguientes páginas.

ALCANTARILLA N°1 PROG 1+380

AGUAS ARRIBA



Cabezal aguas arriba con un 30% de su diámetro obstruido de sedimentos y basura.

CALZADA



No se observan daños en la calzada probablemente por el corto periodo de vida del pavimento flexible.

AGUAS ABAJO

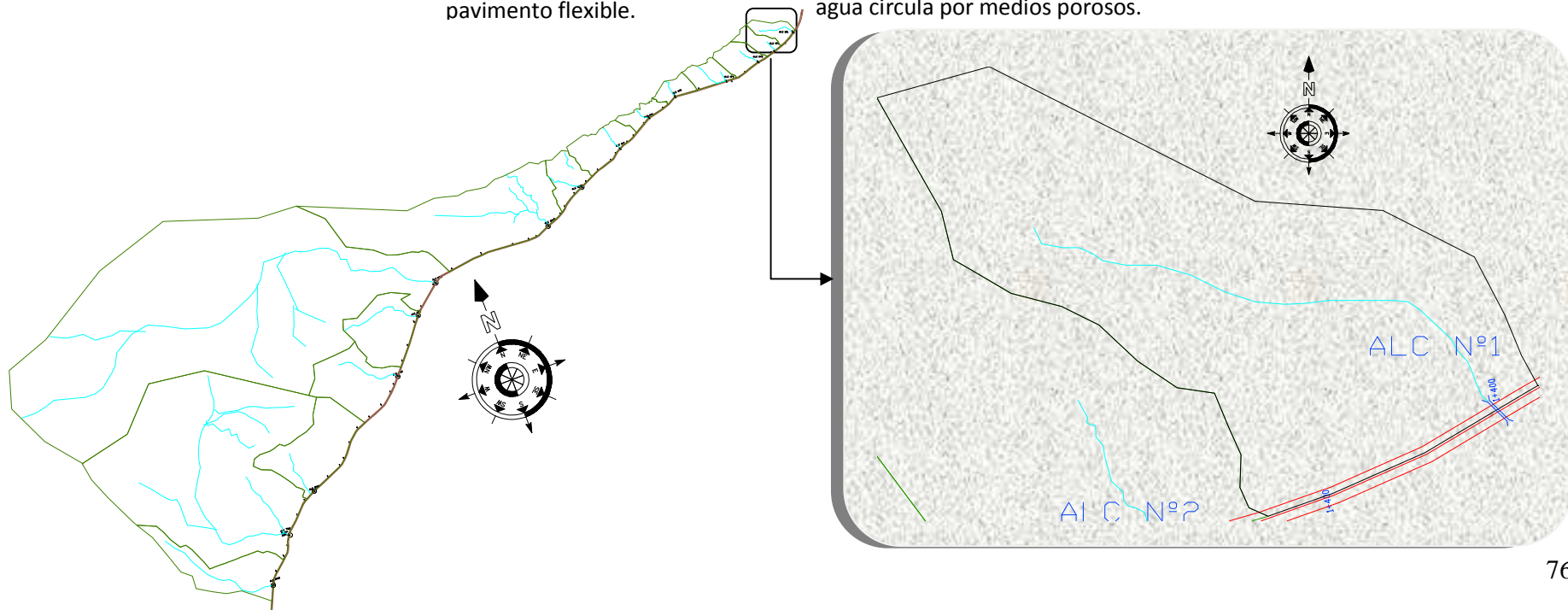


Cabezal aguas abajo con un 95% de su diámetro obstruido de sedimentos, probablemente el agua circula por medios porosos.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente. Se observa una vegetación de pastos y sembradíos.



ALCANTARILLA N°2 PROG 1+550

AGUAS ARRIBA



Cabezal aguas arriba con un 50% de su diámetro obstruido de sedimentos y basura.

CALZADA



No se observan daños en la calzada probablemente por el corto periodo de vida del pavimento flexible.

AGUAS ABAJO

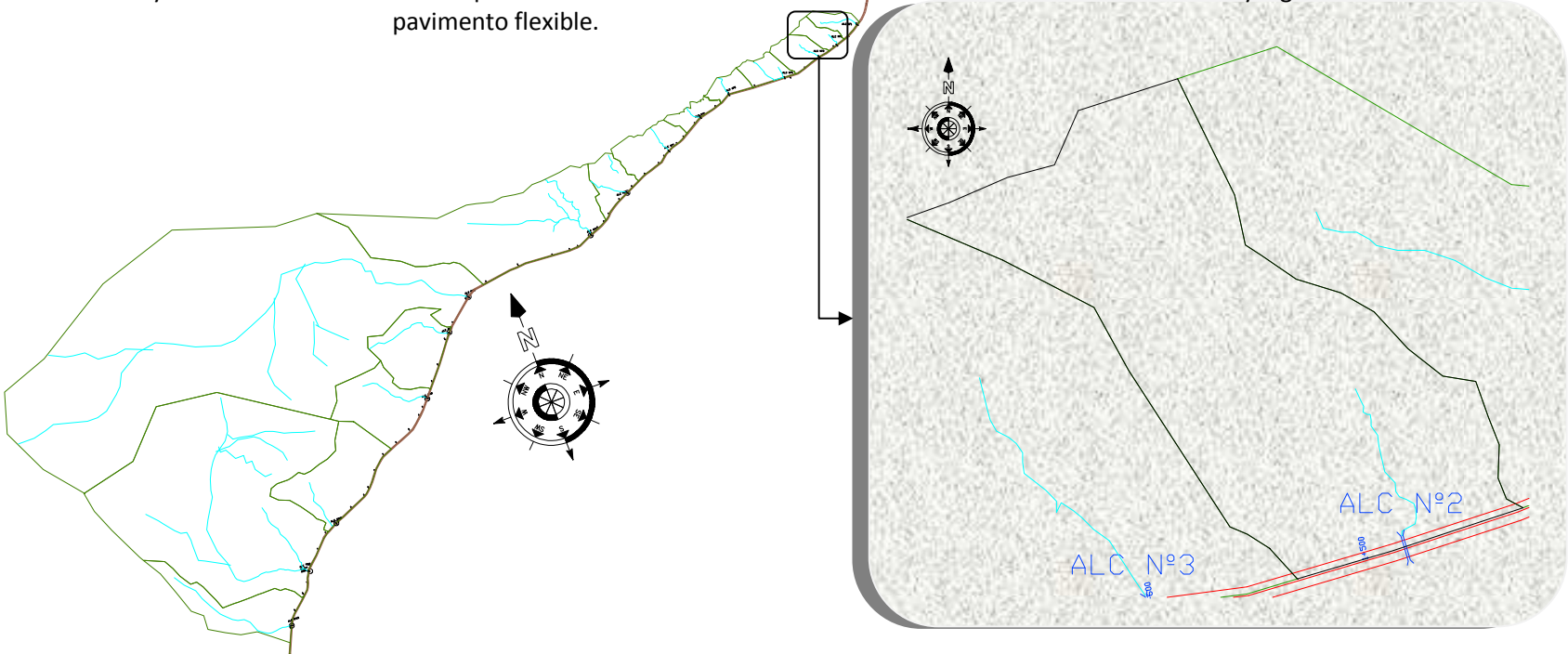


Cabezal aguas abajo con un 95% de su diámetro obstruido de sedimentos, piedras.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente y una vegetación media y algunos arbustos.



ALCANTARILLA N°3 PROG 1+690

AGUAS ARRIBA



Cabezal aguas arriba con poca cantidad de maleza que a simple vista funciona bien.

CALZADA



Se observan daños en la calzada y perdida dela misma.

AGUAS ABAJO

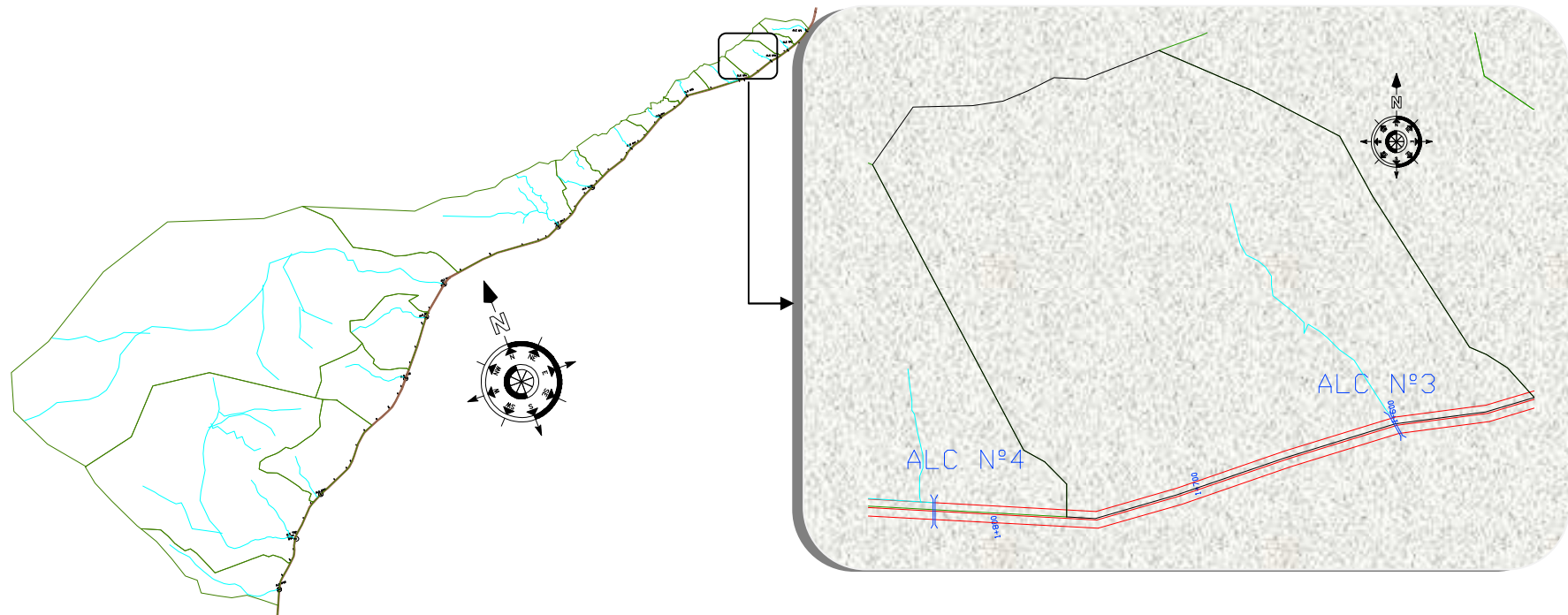


Cabezal aguas abajo con un funcionamiento regular pero una fisura en el muro frontal.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente. Con aperturas de nuevas cultivos.



ALCANTARILLA N°4 PROG 1+900

AGUAS ARRIBA



Cabezal aguas arriba con poca cantidad de sedimentos y basura.

CALZADA



No se observan daños en la calzada.

AGUAS ABAJO

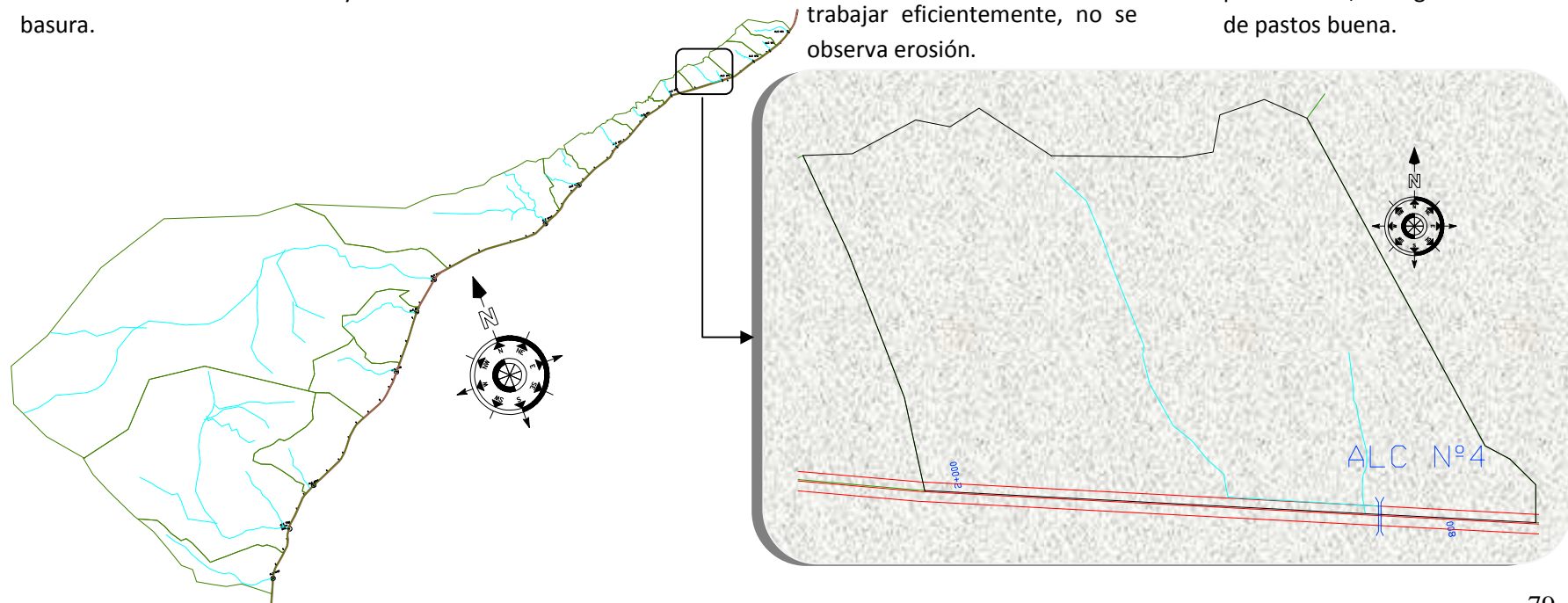


Posee una pendiente autolimpiante que le permite trabajar eficientemente, no se observa erosión.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente, vegetación de pastos buena.



ALCANTARILLA N°5 PROG 2+210

AGUAS ARRIBA



Se observa un funcionamiento bueno, limpia de sedimentos y basura.

CALZADA



No se observan daños en la calzada.

AGUAS ABAJO

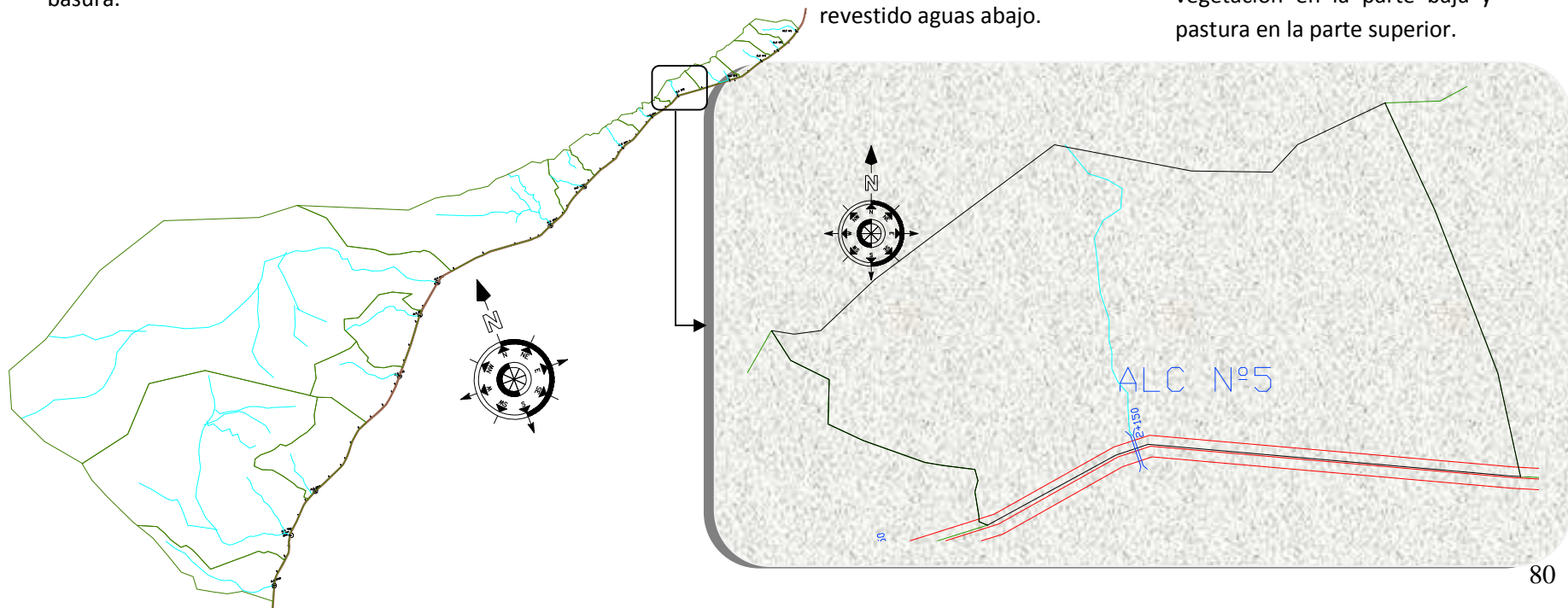


Muro frontal en buenas condiciones, con un canal revestido aguas abajo.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente, con densa vegetación en la parte baja y pastura en la parte superior.



ALCANTARILLA N°6 PROG 2+450

AGUAS ARRIBA



No se observa sedimentos ni basura, el Hº Cº del muro y alas en regular deterioro.

CALZADA



No se observan daños en la calzada.

AGUAS ABAJO

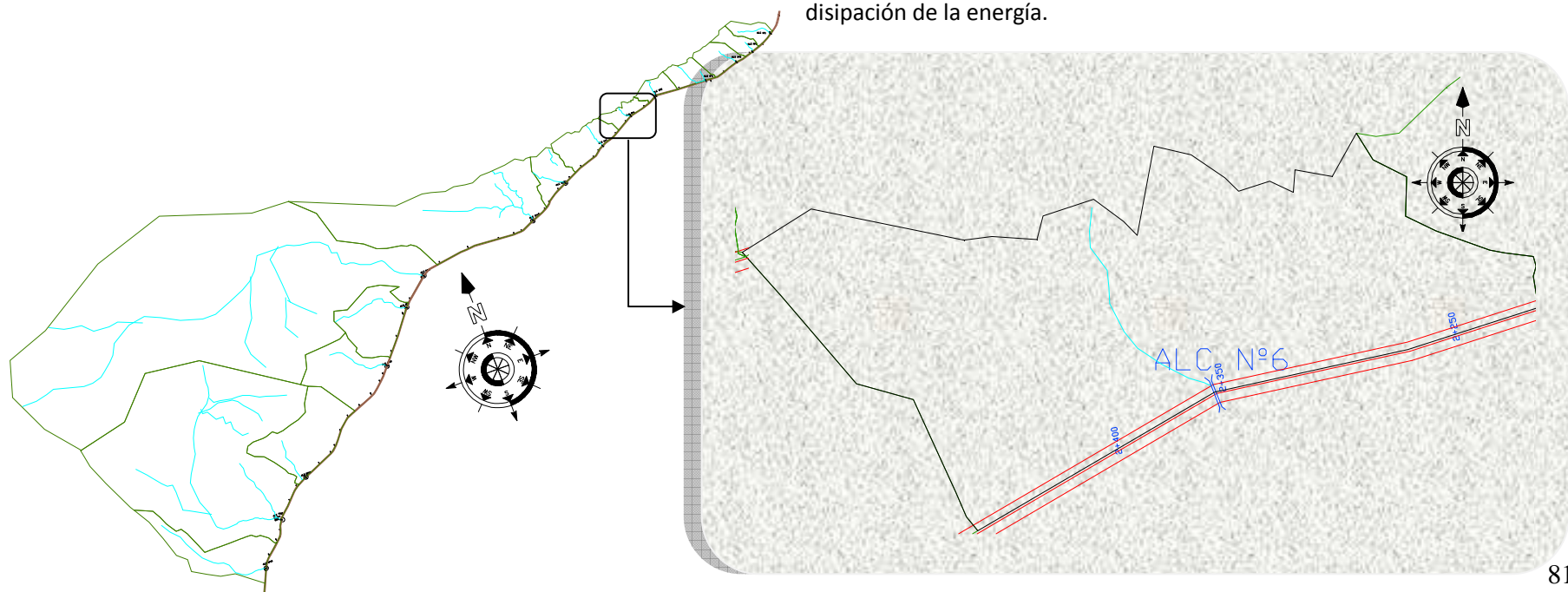


Se observa un desnivel de consideración revestido de hormigón que permite la disipación de la energía.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente con escasa pastura y pendiente media.



ALCANTARILLA N°7 PROG 2+710

AGUAS ARRIBA



No se observa daños, con una pendiente que permite la limpieza de la alcantarilla.

CALZADA



No se observan daños en la calzada.

AGUAS ABAJO

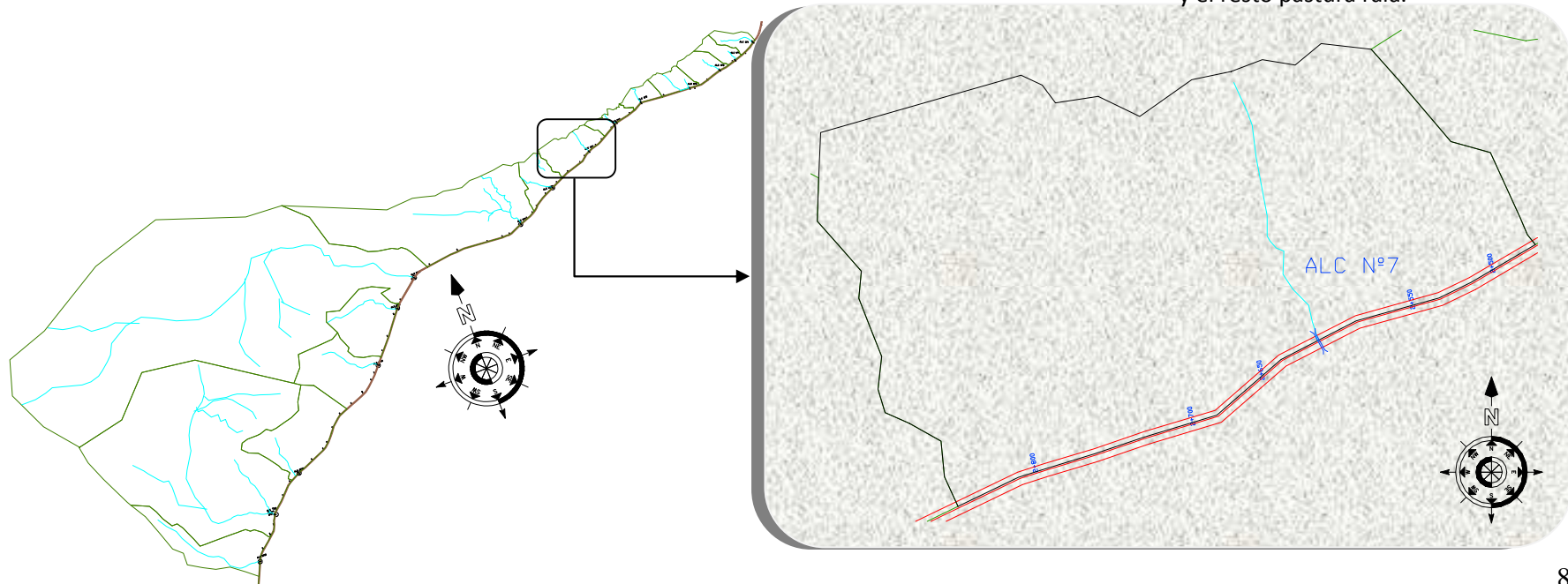


Cabezal aguas abajo llena de maleza.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente llena de plantas y pastura densa en un 60% de su área y el resto pastura rara.



ALCANTARILLA N°8 PROG 3+080

AGUAS ARRIBA



Caja colectora llena de basura, sedimentos, piedras y maleza, fuera de funcionamiento.

CALZADA



No se observan daños en la calzada.

AGUAS ABAJO

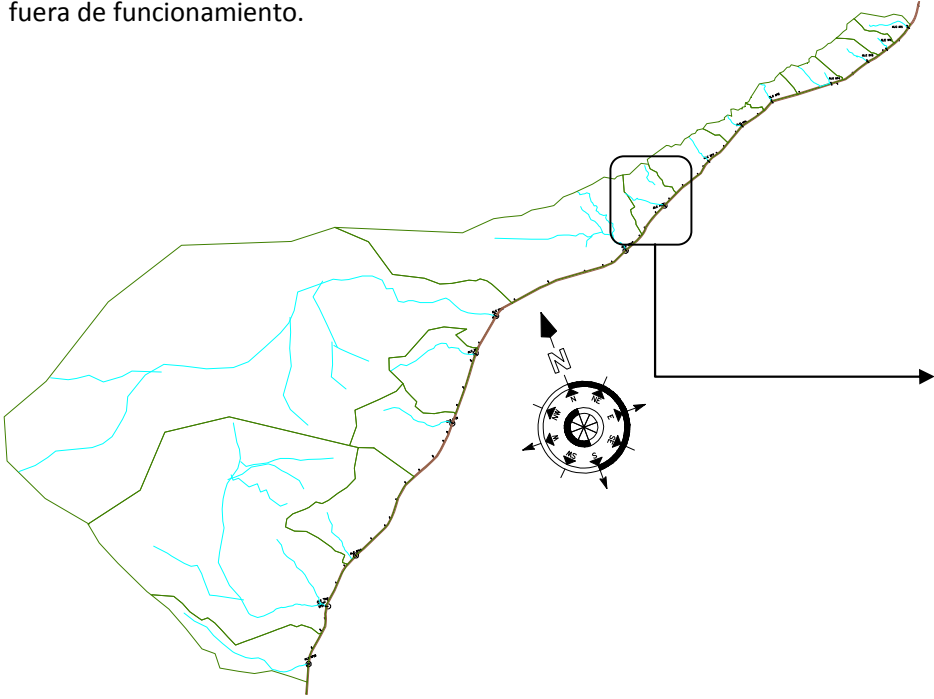


Cabezal aguas abajo obstruido por maleza.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente, las aguas provenientes son interceptadas por un canal aguas arriba y encausadas a la cuneta de la alc. N°7.



ALCANTARILLA N°9 PROG 3+385

AGUAS ARRIBA



Cabezal aguas arriba en buenas condiciones que podría trabajar con una altura de remanso superior al diámetro.

CALZADA



Se conserva en buen estado.

AGUAS ABAJO

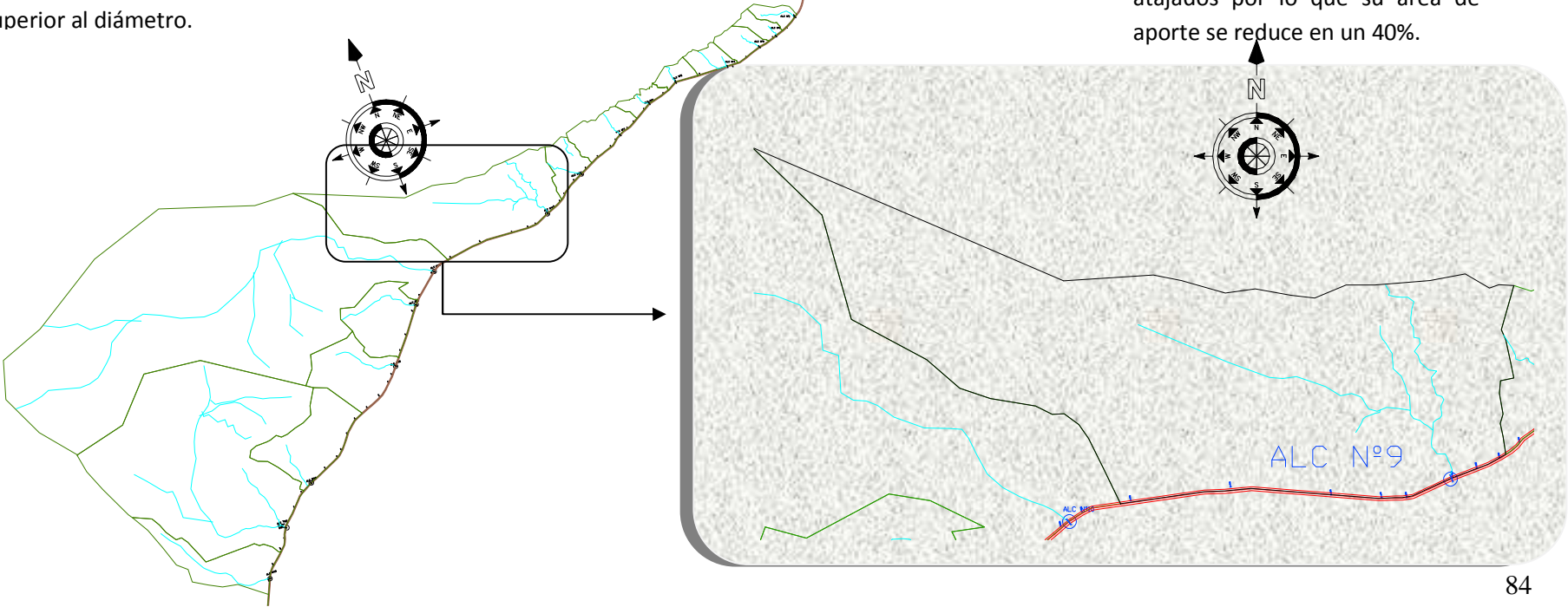


Se observa una erosión regular pero en general funcionamiento bueno.

CUENCA



Cuenca no permanente pero bien definida que cuenta con varios atajados por lo que su área de aporte se reduce en un 40%.



ALCANTARILLA N°10 PROG 4+150

AGUAS ARRIBA



Cabezal aguas arriba limpio con suficiente sección.

CALZADA



No se observan daños en la calzada.

AGUAS ABAJO

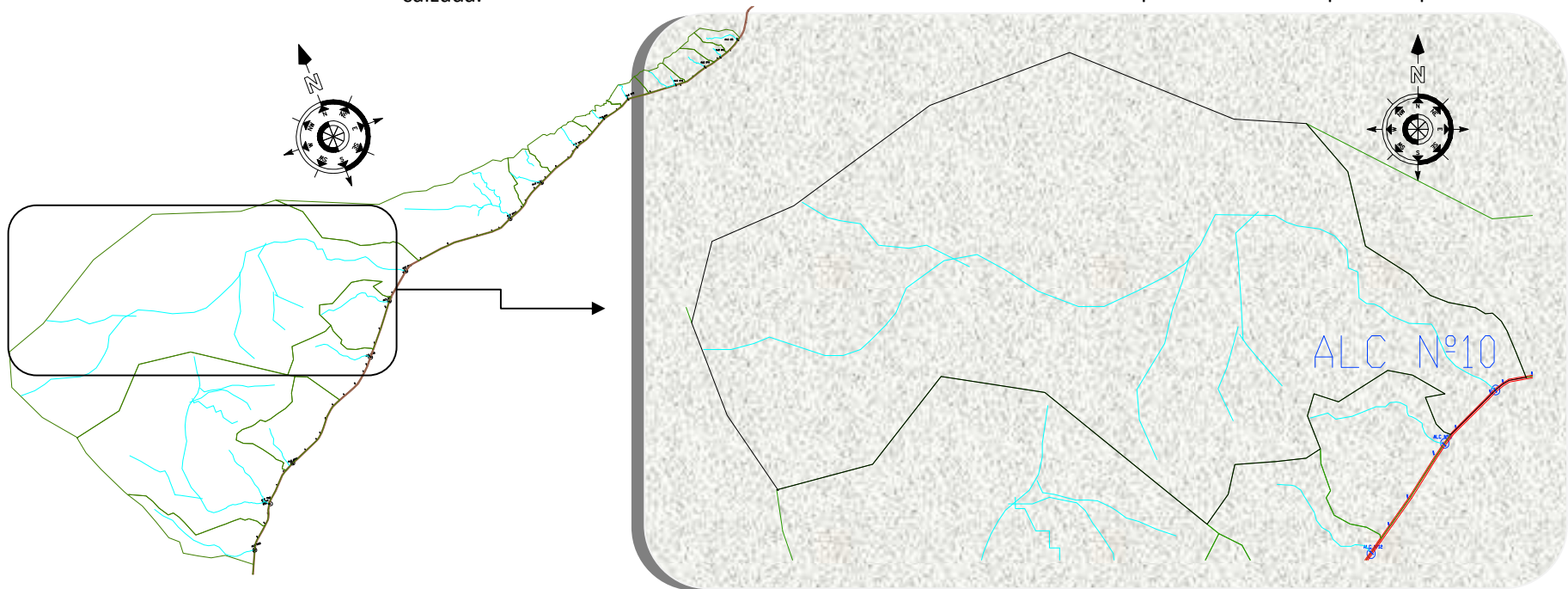


Cabezal con erosión apreciable.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente pero con área de aporte amplia.



ALCANTARILLA N°11 PROG 4+400

AGUAS ARRIBA



Cabezal limpio con una pendiente considerable (autolimpiante).

CALZADA



No se observan daños en la calzada.

AGUAS ABAJO

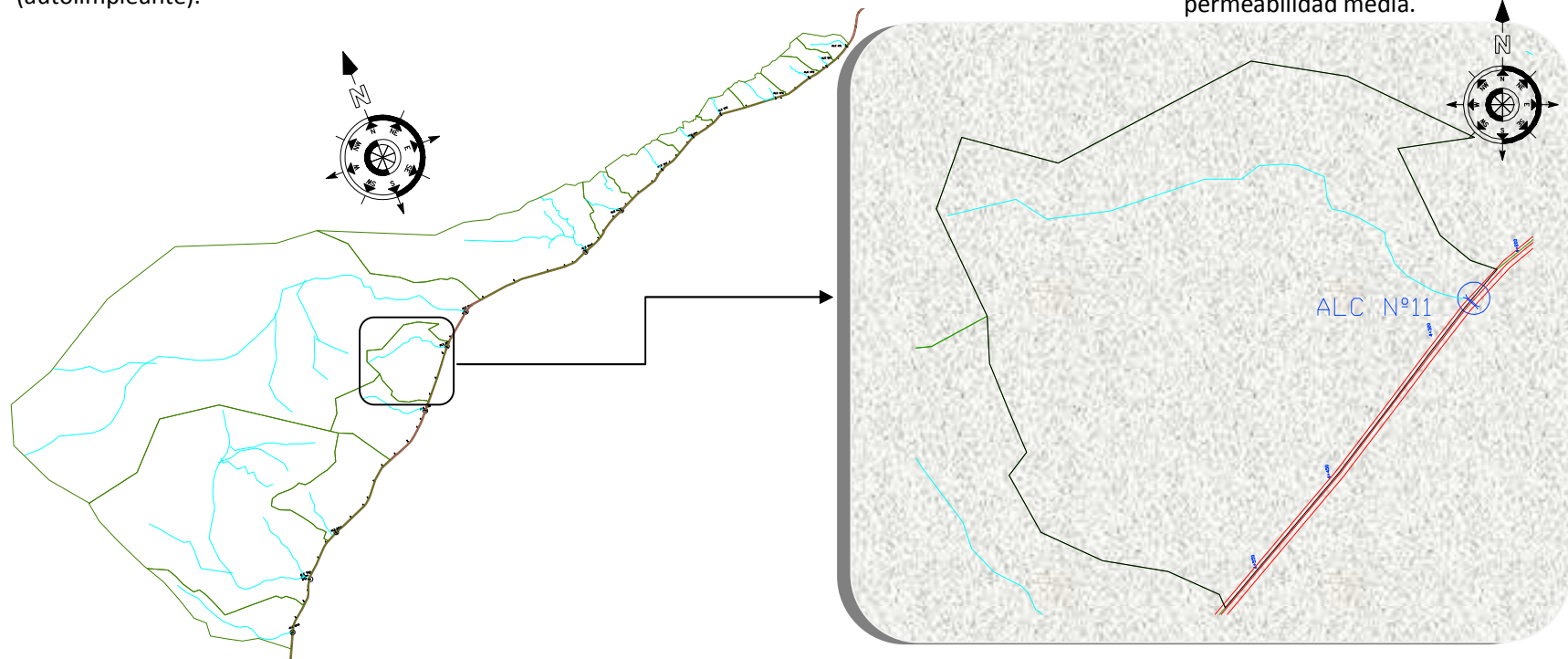


Cabezal aguas abajo con una pendiente que provoca erosión.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente, con una vegetación media y permeabilidad media.



ALCANTARILLA N°12 PROG 4+900

AGUAS ARRIBA



Cabezal aguas arriba con funcionamiento bueno, pendiente fuerte, tapada considerable.

CALZADA



No se observa daños en la calzada.

AGUAS ABAJO

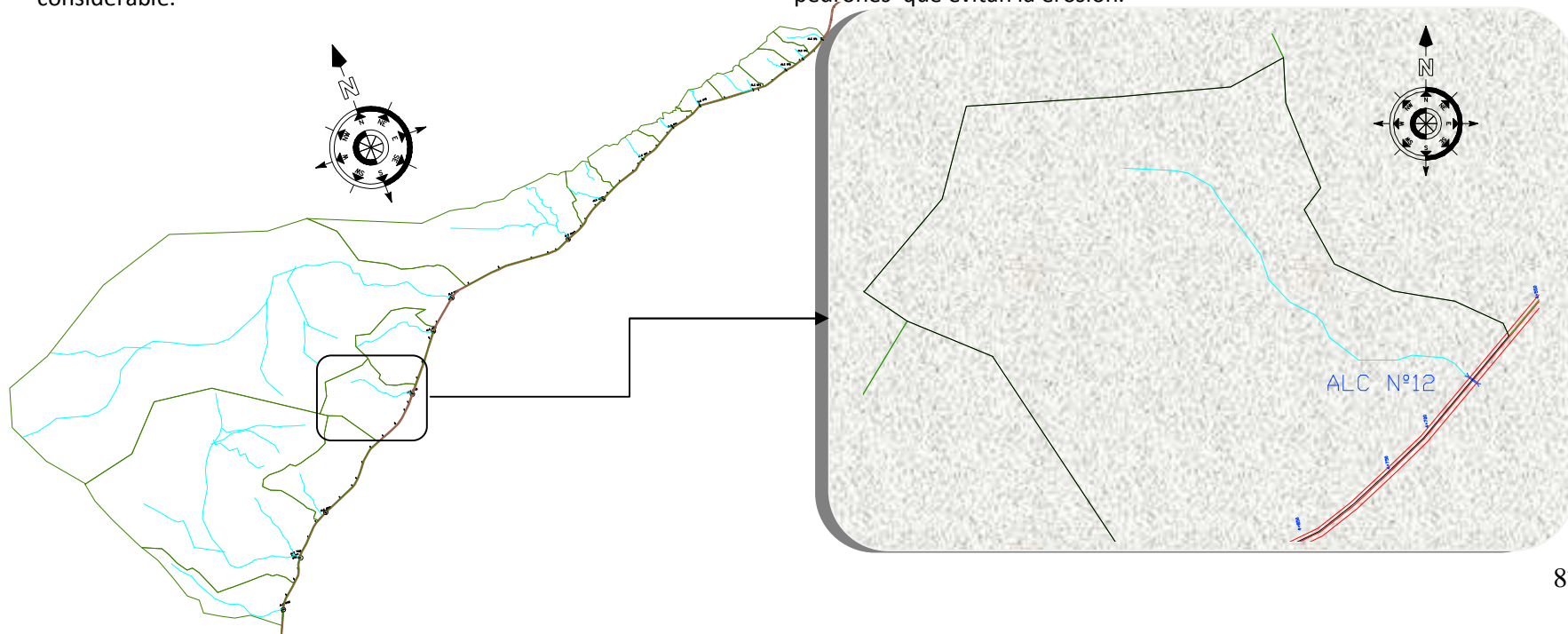


Cabezal aguas abajo con pendiente fuerte que provoca erosión, pero controlada con pedrones que evitan la erosión.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente pendiente fuerte y vegetación media.



ALCANTARILLA N°13 PROG 5+700

AGUAS ARRIBA



Cabezal aguas arriba con un 20% de su diámetro obstruido de sedimentos y basura.

ALCANTARILLA



Ampliada en su entrada con chapa tipo bóveda de 1.50 m de diámetro.

AGUAS ABAJO

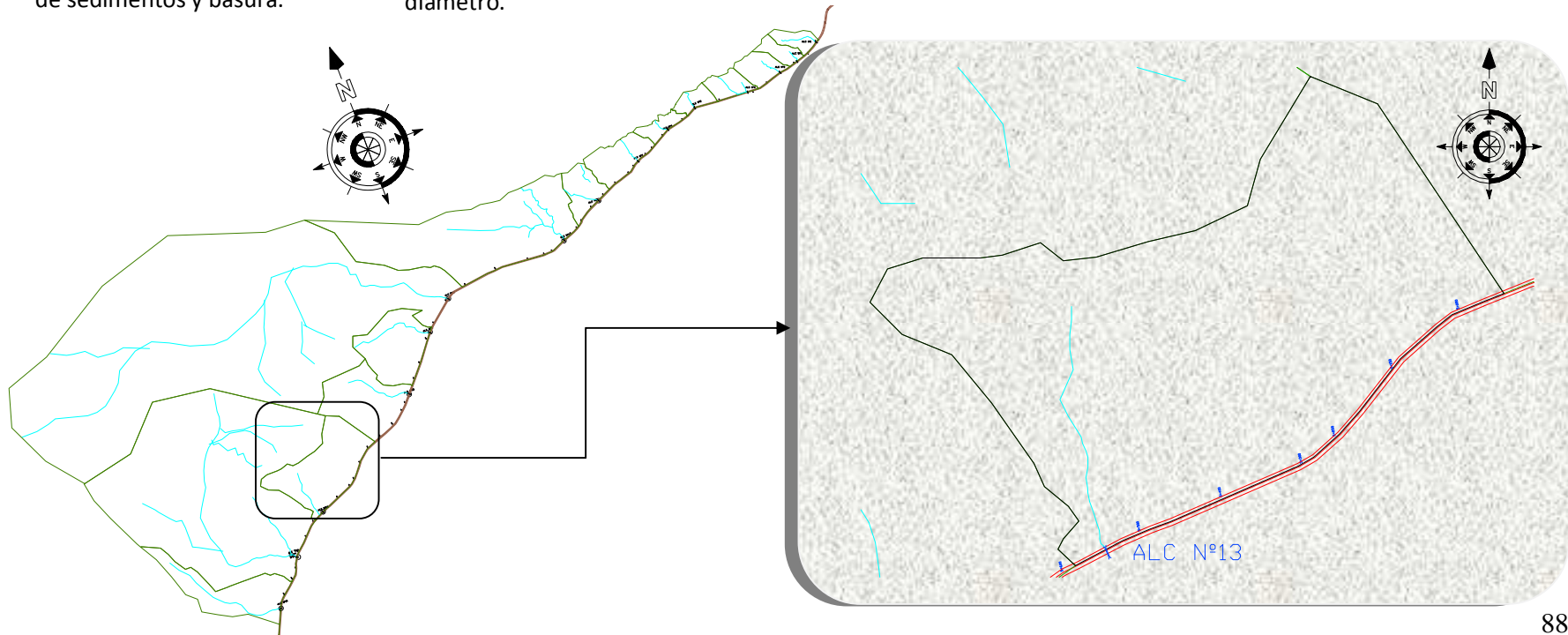


Cabezal aguas abajo llena de maleza por falta de mantenimiento.

CUENCA



Quebrada con caudal no permanente con un 10% de área de cultivos.



ALCANTARILLA N°14 PROG 5+900

AGUAS ARRIBA



Cabezal aguas arriba con un funcionamiento bueno, no se observa daños.

CALZADA



No se observan daños en la calzada.

AGUAS ABAJO

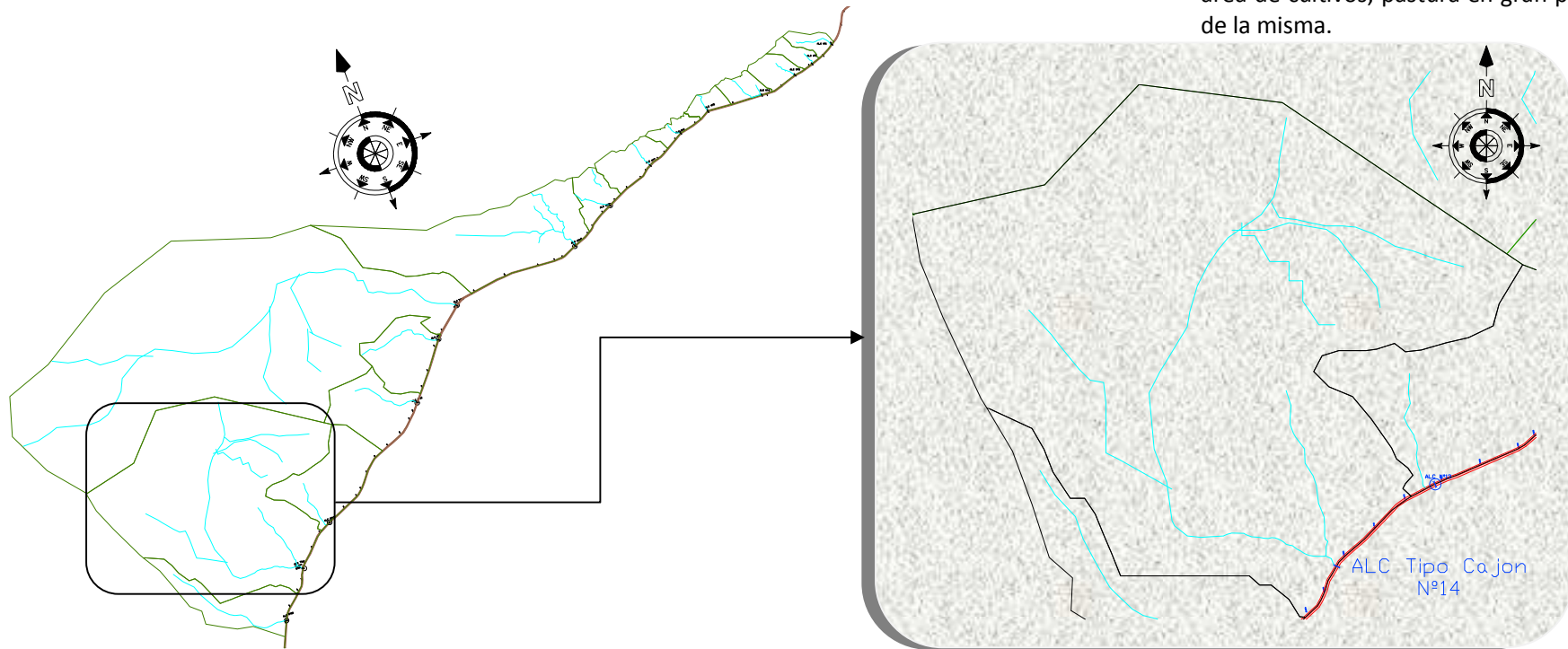


Cabezal aguas abajo, no presenta erosión.

CUENCA



Quebrada con caudal permanente en gran parte del año, con parte de su área de cultivos, pastura en gran parte de la misma.



ALCANTARILLA N°15 PROG 6+300

AGUAS ARRIBA



Cabezal aguas arriba aparentemente dejó de funcionar.

CALZADA



No se observan daños en la calzada.

AGUAS ABAJO

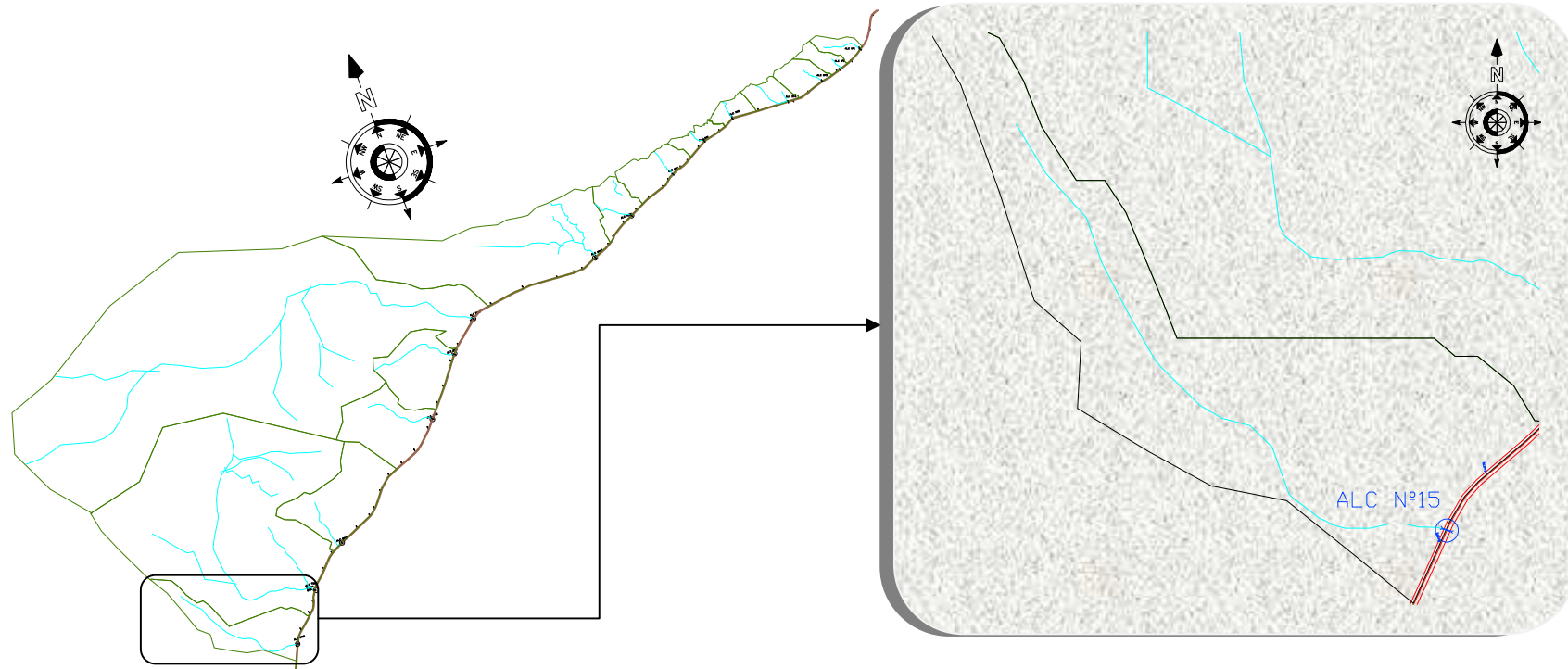


Cabezal aguas abajo, llena de maleza por falta de mantenimiento.

CUENCA



Aparentemente se colocó esta alcantarilla para evitar la inundación de un área de cultivo.



3.3 ESTUDIO HIDROLOGICO

3.3.1 Elección del Periodo de Retorno

Para la elección del periodo de retorno como se vio en el t3pico 2.1.1., considerando los factores econ3micos, t3cnicos, sociales y el tipo de carretera, adopt3ndose T= 10 a3os, para la verificaci3n y determinaci3n del caudal de dise3o

3.3.2 Caracterizaci3n Hidrogr3fica del Area de Estudio

El drenaje natural de la regi3n comprendida entre el inicio de proyecto (Concepci3n) y continuando por las lomas del Cerro de Saladillo tributan sus aguas al r3o de Camacho, siendo 3ste el principal colector, el mismo que desarrolla su cauce de Oeste a Este, estas caracter3sticas se describen en la Tabla 3.1:

TABLA 3.1

Prog. de Alc.	Cuencas	3rea		Curso Principal		Desnivel [m]			Pendiente	
		[m ²]	[km ²]	[m]	[km]	Cota Sup.	Cota Inf.	Delta	[m/m]	[%]
1+380	C1	26075,97	0,026	230,87	0,231	1753	1727	26	0,1126	11,262
1+550	C2	25961,77	0,026	96,86	0,097	1749	1730	19	0,1962	19,616
1+690	C3	42318,13	0,042	147,24	0,147	1753	1730	23	0,1562	15,621
1+900	C4	35094,88	0,035	220,61	0,221	1753	1732	21	0,0952	9,519
2+210	C5	25795,7	0,026	133,62	0,134	1753	1740	13	0,0973	9,729
2+450	C6	26345,7	0,026	102,66	0,103	1767	1740	27	0,2630	26,300
2+710	C7	73874,79	0,074	170,36	0,170	1767	1741	26	0,1526	15,262
3+080	C8	49338,06	0,049	234,48	0,234	1770	1740	30	0,1279	12,794
3+385	C9	496331,44	0,496	790,39	0,790	1767	1742	25	0,0316	3,163
4+150	C10	2115383,94	2,115	3170,05	3,170	1865	1746	119	0,0375	3,754
4+400	C11	121353	0,121	530,74	0,531	1850	1753	97	0,1828	18,276
4+900	C12	132470	0,132	408,97	0,409	1904	1771	133	0,3252	32,521
5+700	C13	171485,59	0,171	296,99	0,297	1865	1761	104	0,3502	35,018
5+900	C14	1124974,15	1,125	1651,37	1,651	1800	1750	50	0,0303	3,028
6+300	C15	107000	0,107	884,16	0,884	1776	1747	29	0,0328	3,280

3.3.3 Determinación del Tiempo de Concentración

Para la determinación del tiempo de concentración se utilizaron varias formulas empíricas de las cuales se adoptó la de California por ser la más conservadora entre todas, tomando como tiempo de concentración mínimo de diez minutos como se muestra en la Tabla 3.2:

TABLA 3.2 TIEMPOS DE CONCENTRACION

Prog. de Alc	Tc Kirpich		Tc Hopkings		Tc Giandotti		Tc Ventura - Higuera		Tc Chereque		Tc California		Tc Mínimo	
	hr	min	hr	min	hr	min	hr	min	hr	min	hr	min	hr	min
1+380	0,05	2,98	0,15	8,95	1,51	90,42	0,02	1,44	0,05	2,74	0,05	2,97	0,17	10,00
1+550	0,02	1,23	0,07	4,16	1,64	98,64	0,02	1,09	0,02	1,13	0,02	1,23	0,17	10,00
1+690	0,03	1,86	0,10	5,97	1,79	107,30	0,03	1,56	0,03	1,71	0,03	1,85	0,17	10,00
1+900	0,05	3,07	0,15	8,92	2,03	121,88	0,03	1,82	0,05	2,82	0,05	3,06	0,17	10,00
2+210	0,03	2,07	0,10	6,07	2,57	154,23	0,03	1,55	0,03	1,90	0,03	2,06	0,17	10,00
2+450	0,02	1,15	0,07	4,11	1,17	70,18	0,02	0,94	0,02	1,06	0,02	1,15	0,17	10,00
2+710	0,03	2,10	0,11	6,70	2,04	122,56	0,03	2,09	0,03	1,93	0,03	2,09	0,17	10,00
3+080	0,05	2,87	0,15	8,84	1,63	97,80	0,03	1,86	0,04	2,64	0,05	2,86	0,17	10,00
3+385	0,21	12,53	0,48	29,01	5,33	319,60	0,15	9,21	0,19	11,53	0,21	12,49	0,21	12,49
4+150	0,57	34,20	1,35	80,71	3,51	210,69	0,38	22,52	0,52	31,46	0,57	34,07	0,57	34,07
4+400	0,08	4,70	0,26	15,36	0,89	53,48	0,04	2,44	0,07	4,32	0,08	4,68	0,17	10,00
4+900	0,05	3,08	0,19	11,29	0,61	36,85	0,03	1,91	0,05	2,83	0,05	3,07	0,17	10,00
5+700	0,04	2,34	0,15	8,73	0,80	47,88	0,03	2,10	0,04	2,15	0,04	2,33	0,17	10,00
5+900	0,37	22,48	0,85	51,22	5,31	318,72	0,30	18,29	0,34	20,69	0,37	22,40	0,37	22,40
6+300	0,22	13,48	0,52	31,38	3,59	215,46	0,09	5,42	0,21	12,40	0,22	13,43	0,22	13,43

Fuente: Elaboración Propia

3.3.4 Recopilación de Información

Los registros pluviométricos y las planillas de campo del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), son la principal fuente de información, a partir de la cual, se elaboró el estudio hidrológico.

Se debe hacer notar que en la zona no se tiene estaciones pluviográficas en funcionamiento, razón por la cual se recopiló información directamente de las planillas de registro de las estaciones de Chocloca y Ce.Na.Vit.

La tipificación y ubicación de las estaciones antes mencionadas son presentadas en la siguiente Tabla 3.3:

TABLA N° 3.3 ESTACIONES ANALIZADAS Y SU UBICACION

ESTACIÓN	LATITUD S	LONGITUD W	ALTURA msnm	TIPO DE ESTACIÓN	AÑOS REPORTADOS
Chocloca	21° 45'	64° 44'	1800	Pluviométrica	1974 – 2010
Ce.Na.Vit.	21° 41'31"	64° 39'29"	1730	Pluviométrica	1988 – 2010

Fuente: Elaboración Propia

3.3.5 Análisis de los Datos Hidrológicos

3.3.5.1 Distribución de Frecuencia Acumulada de Gumbel

Como es posible observar en los gráficos presentados en el Anexo, las series tienen una tendencia lineal, lo cual asegura que los datos de las mismas, se acomodan a la distribución de Gumbel, haciendo procedente su análisis mediante la mencionada ley. (*Ver Anexo2, Tablas 1 y 2 – Gráficos 1*).

3.3.5.2 Proceso Estadístico de las Series Según la Ley de Gumbel

El proceso estadístico de las máximas históricas, se llevó a cabo aplicando las directrices de la ley de Gumbel, para cada serie de cada estación.

TABLA 3.4 DETERMINACION DE LA PRECIPITACION MAXIMA MEDIA

Año	Alturas de Precipitación (mm)	
	Estación	
	Chocloca	Ce.Na.Vit
1975	34,30	
1976	48,10	
1977	40,00	
1978	51,00	
1979	56,00	
1980	46,30	
1981	30,50	
1982	29,50	
1983	46,00	
1984	30,50	
1985	60,20	
1986	45,30	
1987	34,20	
1988	32,00	
1989	34,40	60,10
1990	44,30	43,60
1991	36,40	37,40
1992	36,50	51,50
1993	74,80	45,00
1994	50,80	36,00
1995		56,50
1996	59,00	36,40
1997	45,00	43,50
1998	63,00	92,00
1999		45,30
2000		33,50
2001		33,50
2002		33,50
2003	66,50	39,80
2004	50,00	40,50
2005	55,00	44,00
2006	66,00	
2007	55,00	
2008		
MEDIA :	47,16	45,42
DESVIACIÓN ESTANDAR :	12,45	14,30
VARIANZA :	154,97	204,41
C. V. :	0,26	0,31
MODA	41,56	38,98
CARACTERISTICA	0,52	0,64
NUMERO DE AÑOS :	28	17
Media Ponderada	46,50	
Desviación ponderada	13,15	
Varianza ponderada	173,65	
C. V. Ponderado	0,28	
Moda Ponderado	40,59	
Característica Ponderado	0,563	

Fuente: Elaboración Propia

Este proceso fue realizado con el objeto de obtener los valores de precipitación más probables para diferentes periodos de retorno, para fines de generar los caudales de diseño para el sistema hidráulico del tramo vial evaluado, como se muestra en las siguientes tablas Tabla 3.4, Tabla 3.5, Tabla 3.6 y Tabla 3.7

TABLA 3.5 VALORES MODALES POR ESTACION

Estación	d=24hrs
Chocloca	41.56
Ce.Na.Vit.	38.98
Promedio:	40.59

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 3.6 VALOR CARACTERISTICO DE LA ZONA DE PROYECTO

Valor característico "K _D "	
Chocloca	Ce.Na.Vit
0.52	0.64
<i>Parámetro Característico Zonal:</i>	0.563

Fuente: Elaboración Propia

3.3.5.3 Cálculo de las Precipitaciones Teóricas

Denominada también curva de probabilidad para cada duración. Inicialmente fueron calculadas las precipitaciones máximas correspondientes a duraciones de 24 horas, para tiempos de retorno de 5, 10, 25 y 50, como se muestra en la tabla 3.7 según la ley:

$$h_{i,T} = E_D * (1 + K_D * \text{Log}T)$$

TABLA 3.7 PRECIPITACIONES TEORICAS

PERIODOS DE RETORNO AÑOS	ALTURAS DE LLUVIAS (mm)
5 años	56,56
10 años	63,44
25 años	72,54
50 años	79,42

Fuente: Elaboración Propia

3.3.6 Cálculo de Precipitaciones de Corta Duración (Gumbel Modificado).

Este proceso fue realizado con el fin de obtener precipitaciones para tormentas de corta duración, igual al tiempo de concentración, estas se pueden estimar ha partir de la ley de regresión de los valores modales, conociéndose el valor modal de la lluvia diaria. Estas se representan en la siguiente Tabla 3.8:

Tabla 3.8 PRECIPITACIONES E INTENSIDADES PARA DIFERENTE PERIODO DE RETORNO

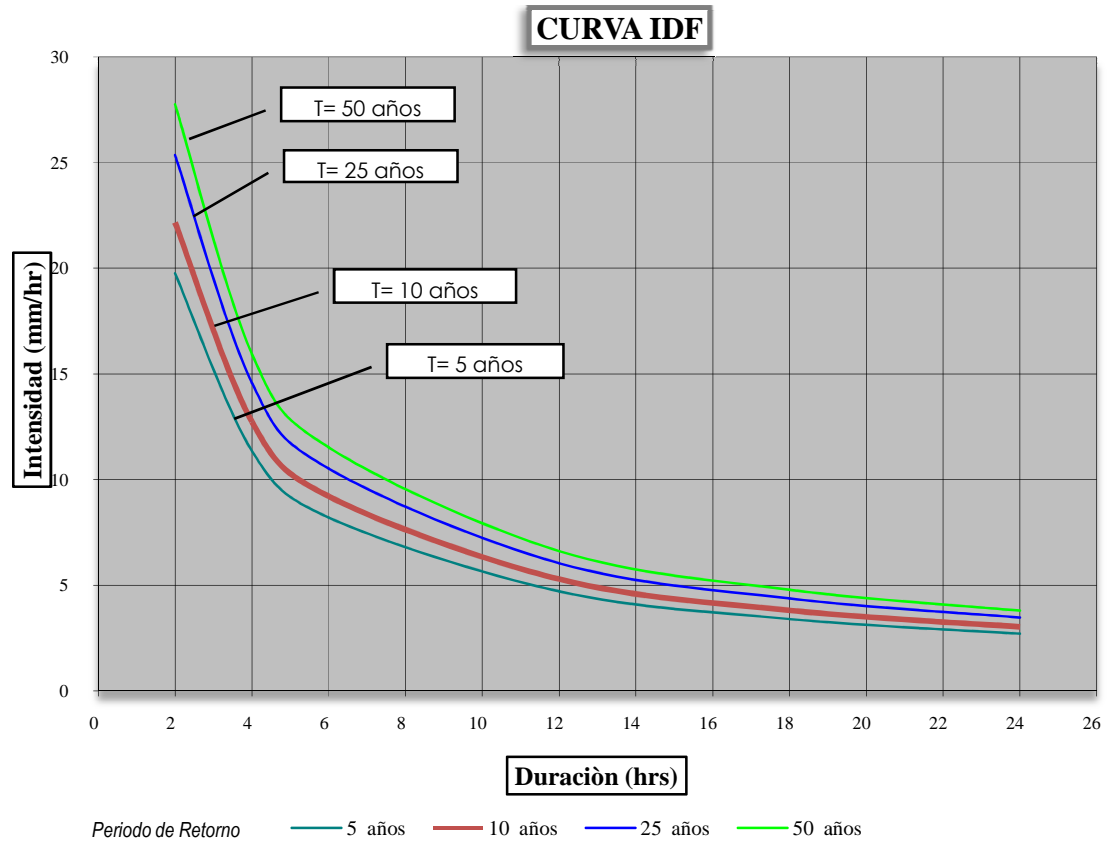
Prog. De Salida	Cuencas	Precipitación Correspondiente a Tr [mm]					intensidad máxima [mm /Hr]				
		T=5	T=10	T=15	T=25	T=50	T=5	T=10	T=15	T=25	T=50
1+380	C1	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
1+550	C2	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
1+690	C3	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
1+900	C4	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
2+210	C5	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
2+450	C6	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
2+710	C7	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
3+080	C8	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
3+385	C9	35,98	40,35	42,91	46,14	50,51	172,85	193,87	206,17	221,66	242,69
4+150	C10	43,97	49,32	52,45	56,39	61,74	77,44	86,86	92,37	99,32	108,74
4+400	C11	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
4+900	C12	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
5+700	C13	34,55	38,75	41,21	44,31	48,51	203,22	227,94	242,40	260,62	285,34
5+900	C14	40,43	45,35	48,23	51,85	56,77	108,32	121,49	129,20	138,91	152,08
6+300	C15	36,50	40,94	43,54	46,81	51,25	163,13	182,97	194,57	209,20	229,04

Fuente: Elaboración Propia

3.3.7 Curvas Duración – Intensidad – Frecuencia

Una vez obtenidos los valores de precipitación para la zona de proyecto, fue posible el cálculo de la intensidad correspondiente a cada duración y periodos de retorno analizado, posteriormente se grafica las curvas IDF como se muestra en la siguiente Figura 3.3:

FIGURA 3.3 GRAFICA DE LAS CURVAS IDF



Fuente: Elaboración Propia

3.3.8 Determinación del Coeficiente de Escorrentía

Luego de analizar las características del terreno en función de la cobertura vegetal, tipo de suelo y pendiente se obtuvo los siguientes coeficientes de escorrentía para cada hoyo de cada alcantarilla como se muestra en la Tabla 3.9

TABLA 3.9 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C)

N° de Alc.	PROG.	COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE	EXTENCION		COEFICIENTE "C"	
					Has.	% Total	Parcial	Total
1	1+380	pastos	semipermeable	media	2,09	80	0,38	0,30
		cultivos	semipermeable	suave	0,52	20	0,36	0,07
	total					2,61	100	
2	1+550	pastos	semipermeable	media	2,60	100	0,38	0,38
3	1+690	pastos	semipermeable	media	1,90	45	0,38	0,17
		pastos	semipermeable	suave	2,33	55	0,30	0,17
	total					4,23		
4	1+900	pastizales	semipermeable	suave	2,46	70	0,30	0,21
		pastizales	semipermeable	media	1,05	30	0,38	0,11
	total					3,51		
5	2+210	pastizales	semipermeable	suave	1,04	40	0,30	0,12
		pastizales	semipermeable	media	1,56	60	0,38	0,23
	total					2,60		
6	2+450	pastizales	semipermeable	suave	0,79	30	0,30	0,09
		pastizales	semipermeable	media	1,84	70	0,36	0,25
	total					2,63		
7	2+710	pastizales	semipermeable	suave	6,65	90	0,30	0,27
		pastizales	semipermeable	media	0,74	10	0,38	0,04
	total					7,39		
8	3+080	pastizales	semipermeable	suave	3,94	70	0,30	0,21
		pastizales	semipermeable	media	1,41	25	0,38	0,10
		cultivos	semipermeable	suave	0,28	5	0,36	0,02
	total					5,63	100	
9	3+385	pastizales	semipermeable	suave	39,70	80	0,28	0,22
		pastizales	semipermeable	media	7,44	15	0,36	0,05
		cultivos	semipermeable	suave	2,48	5	0,34	0,02
	total					49,63		
10	4+150	pastizales	permeable	suave	63,46	30	0,30	0,09
		pastizales	semipermeable	media	148,08	70	0,36	0,25
	total					211,5		
11	4+400	pastizales	semipermeable	suave	9,93	70	0,28	0,20
		pastizales	semipermeable	media	4,25	30	0,36	0,11
	total					14,18		
12	4+900	pastizales	semipermeable	media	15,27	100	0,30	0,30
13	5+700	pastizales	semipermeable	suave	7,54	40	0,30	0,12
		pastizales	semipermeable	media	11,31	60	0,36	0,22
	total					18,85		
14	5+900	pastizales	semipermeable	suave	67,50	60	0,30	0,18
		pastizales	semipermeable	media	39,38	35	0,38	0,13
		cultivos	semipermeable	suave	5,63	5	0,36	0,02
	total					112,5		
15	6+300	cultivos	semipermeable	suave	5,93	40	0,30	0,12
		pastizales	semipermeable	suave	8,90	60	0,28	0,17
	total					14,83		

Fuente: Elaboración Propia

3.3.9 Determinación de Caudales de Diseño

Para la determinación del caudal máximo de diseño se utilizó el método racional, el mismo que utiliza varios parámetros como es el tiempo de concentración, coeficiente de escorrentía, la intensidad de lluvia para un tiempo igual al T_c y un periodo de retorno de 10 años, al mismo tiempo se utilizaron métodos empíricos que sirvió para realizar una comparación los cuales muestran valores menores, por tratarse de una verificación se adoptó el método racional que es el que contempla más parámetros, al elegir este método se está del lado de la seguridad, como se muestra en la Tabla 3.10.

TABLA 3.10 CAUDALES DE DISEÑO

Prog. de Salida	coef. de escorrentía "c"	Caudal (m ³ /s) Met. Racional	Bürkli-Ziegler	Caudal [m ³ / s] Met. Empíricos		
		T=10	T=10	Dickens	Kuickling	Ryves
1+380	0,380	0,626	0,402	0,447	0,100	0,746
1+550	0,380	0,626	0,460	0,447	0,100	0,746
1+690	0,340	0,904	0,561	0,640	0,161	1,027
1+900	0,320	0,709	0,405	0,558	0,134	0,909
2+210	0,350	0,576	0,354	0,447	0,100	0,746
2+450	0,340	0,560	0,448	0,447	0,100	0,746
2+710	0,310	1,453	0,772	0,979	0,284	1,498
3+080	0,320	0,993	0,563	0,719	0,188	1,138
3+385	0,300	4,814	1,219	2,783	1,142	3,792
4+150	0,340	17,351	2,812	12,101	8,091	14,005
4+400	0,300	2,298	1,134	1,416	0,464	2,079
4+900	0,300	2,507	1,398	1,511	0,506	2,204
5+700	0,340	3,681	1,959	1,835	0,655	2,619
5+900	0,330	12,529	2,253	7,537	4,308	9,194
6+300	0,290	1,577	0,521	1,291	0,410	1,916

Fuente: Elaboración Propia

3.4 VERIFICACION HIDRAULICA

La verificación hidráulica se realizó bajo los lineamientos del método del Hydraulic Design of Highway Culverts mediante ábacos como se detalló en el capítulo II. Los mismos se muestran en la Tabla 3.11 para las alcantarillas con las dimensiones actuales y Tabla 3.12 para las alcantarillas propuestas.

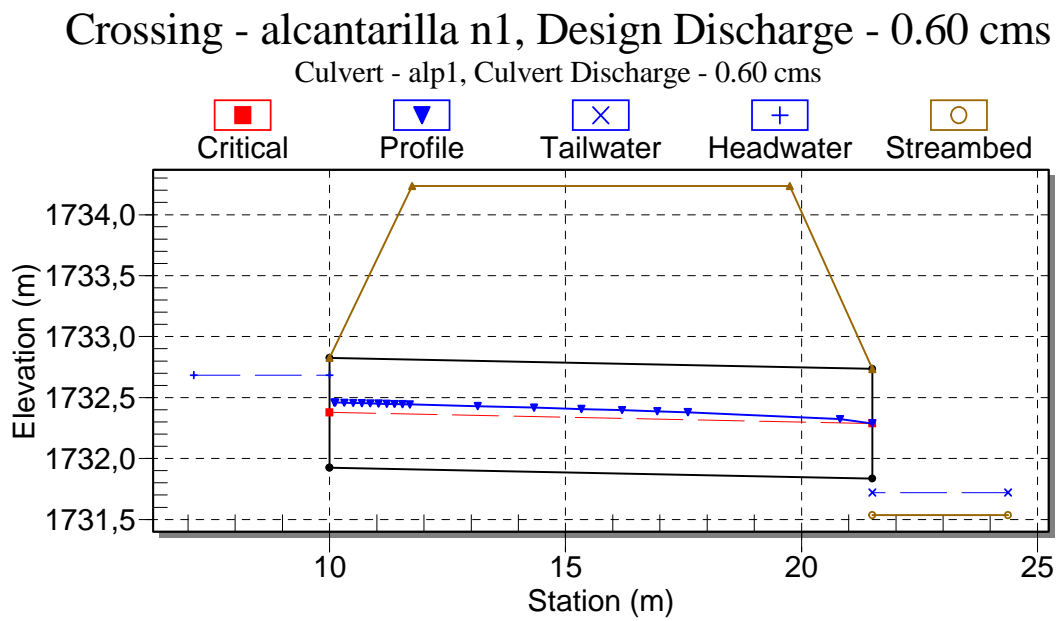


TABLA 3.11 VERIFICACION HIDRAULICA DE ALC. CON LAS DIMENSIONES ACTUALES

N° de alcantarilla	PROG.	D [m]	Q(m³/S)	Control de Entrada				Control de Salida						Tipo de control	velocidad salida m/s	velocidad max (m/s)	Verificación
				He/D	He [m]	He max[m]	He<He max	Tw < D		Tw > D		He(m)					
				Nomograma Fig. 2.3	Calculo	Tabla 2.6	Verificación	H [m]	Tw (m)*	hc(m)	(hc+D)/2=h (m)		ho (m)				
Ecuaación 2341	normal aguas	Altura critica	Párrafo 2342	Verificación	normal alcantarilla	Tabla 2.7											
1	1+380	0,9	0,626	0,76	0,68	1,2	Ok!!	0,12	0,11	0,47	0,68		0,69	Salida	1,9	2,7	Ok!!
2	1+550	0,9	0,626	0,74	0,67	1,2	Ok!!	0,12	0,15	0,46	0,68		0,70	Salida	1,9	2,7	Ok!!
3	1+690	0,9	0,904	0,94	0,85	1,2	Ok!!	0,27	0,16	0,56	0,73		0,74	Entrad	2,3	2,7	Ok!!
4	1+900	0,9	0,709	0,79	0,71	1,2	Ok!!	0,15	0,11	0,49	0,70		0,30	Entrad	3,0	2,7	No cumple Vel. Erosiva Posee dissipador por caída
5	2+210	0,9	0,576	0,7	0,63	1,2	Ok!!	0,10	0,12	0,44	0,67		0,01	Entrad	3,2	2,7	No cumple Vel. Erosiva Posee dissipador por caída
6	2+450	0,9	0,560	0,7	0,63	1,2	Ok!!	0,09	0,13	0,44	0,67		0,12	Entrad	3,1	2,7	No cumple Vel. Erosiva Posee dissipador por caída
7	2+710	0,9	1,453	1,4	1,26	1,2	No cumple										DIÁMETRO INSUFICIENTE
8	3+080	0,91	0,993	1,02	0,93	1,21	Ok!!	0,27	0,18	0,59	0,75		0,82	Entrad	2,4	2,7	Ok!!
9	3+385	1,06	4,8	7	7,42	1,36	No cumple										DIÁMETRO INSUFICIENTE
10	4+150	3	17,351	0,65	1,95	3,3	Ok!!	0,13	0,72	1,24	2,12		1,94	Entrad	7,7	2,7	No cumple Vel. Erosiva
11	4+400	0,9	2,298	2,4	2,16	1,2	No cumple										DIÁMETRO INSUFICIENTE
12	4+900	1,2	2,507	1,16	1,39	1,8	Ok!!	1,02	0,19	0,87	1,04		0,07	Entrad	4,0	2,7	Ok!!
13	5+700	0,9	3,681	4	3,60	1,2	No cumple										DIÁMETRO INSUFICIENTE
14	5+900	2,5	12,529	0,83	2,08	2,8	Ok!!	0,26	0,23	1,37	1,93		2,15	Entrad	4,6	3,0	No cumple Vel. Erosiva
15	6+300	0,9	1,577	1,4	1,26	1,3	Ok!!	0,77	0,29	0,74	0,82		1,26	Entrad	2,9	2,9	Ok!!

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 3.12 VERIFICACION HIDRAULICA DE ALC. CON LAS DIMENSIONES PROPUESTAS

Nº de alcantarilla	PROG.	D [m]	Q(m³/S)	Control de Entrada				Control de Salida						Tipo de control	velocidad salida (m/s)	velocidad max (m/s)	Verificación
				He/D	He [m]	He max [m]	He < He max	H [m]	Tw (m)*	Tw < D		Tw > D	He (m)				
										hc (m)	(hc+D)/2=h (m)	ho (m)					
	propuesto	Conocido	Nomograma Fig. 2.3	Calculo	Tabla 2.6	Verificación	Ecuación 2341	Altura normal aguas abajo	Altura critica			Párrafo 2342	Verificación	Velocidad normal alcantarilla	Tabla 2.7		
1	1+380	0,9	0,626	0,76	0,68	1,2	Ok!!	0,12	0,11	0,47	0,68		0,57	Salida	2,1	2,7	Ok!!
2	1+550	0,9	0,626	0,74	0,67	1,2	Ok!!	0,12	0,15	0,46	0,68		0,56	Salida	2,1	2,7	Ok!!
3	1+690	0,9	0,904	0,94	0,85	1,2	Ok!!	0,27	0,16	0,56	0,73		0,73	Entrad	2,3	2,7	Ok!!
4	1+900	0,9	0,709	0,79	0,71	1,2	Ok!!	0,15	0,11	0,49	0,70		0,43	Entrad	2,7	2,7	No cumple Vel. Erosiva Posee disipador por caída
5	2+210	0,9	0,576	0,7	0,63	1,2	Ok!!	0,10	0,12	0,44	0,67		0,31	Entrad	2,7	2,7	No cumple Vel. Erosiva Posee disipador por caída
6	2+450	0,9	0,560	0,7	0,63	1,2	Ok!!	0,09	0,13	0,44	0,67		0,41	Entrad	2,7	2,7	No cumple Vel. Erosiva Posee disipador por caída
7	2+710	1,2	1,453	0,8	0,96	1,5	Ok!!	0,18	0,17	0,66	0,93		0,87	Entrad	2,6	2,7	Ok!!
8	3+080	0,91	0,993	1,02	0,93	1,21	Ok!!	0,27	0,18	0,59	0,75		0,82	Entrad	2,4	2,7	Ok!!
9	3+385	1,5	4,814	1,3	1,95	2,11	Ok!!	0,74	0,49	1,14	1,32		1,85	Entrad	2,8	2,7	No cumple Vel. Erosiva Posee disipador por caída
10	4+150	3	17,351	0,65	1,95	3,3	Ok!!	0,13	0,72	1,24	2,12		1,94	Entrad	7,7	2,7	No cumple Vel. Erosiva Colocar disipador
11	4+400	1,2	2,298	1,07	1,28	1,8	Ok!!	0,42	0,18	0,83	1,02		0,14	Entrad	2,7	2,7	Ok!!
12	4+900	1,2	2,507	1,16	1,39	1,8	Ok!!	1,02	0,19	0,87	1,04		0,07	Entrad	4,0	4,0	Ok!!
13	5+700	1,2	3,681	1,5	1,80	1,8	Ok!!	1,35	0,5	1,06	1,13		1,94	Salida	3,5	2,7	No cumple Vel. Erosiva Colocar disipador
14	5+900	2,5	12,529	0,83	2,08	2,8	Ok!!	0,26	0,23	1,37	1,93		2,15	Entrad	4,6	3,0	No cumple Vel. Erosiva Colocar disipador
15	6+300	0,9	1,577	1,4	1,26	1,3	Ok!!	0,77	0,29	0,74	0,82		1,26	Entrad	2,9	2,9	Ok!!

Fuente: Elaboración Propia

3.5 RESUMEN DE EVALUACION TECNICA

Realizada la verificación de las dimensiones de trece (13) alcantarillas circulares de chapa ondulada cincada y dos (2) alcantarillas tipo cajón de hormigón, las mismas que se encuentran un buen estado debido al corto tiempo de vida útil que tiene el tramo se pudo determinar que una gran mayoría cumplen como se describe en la Tabla N° 3.13


TABLA 3.13 RESUMEN DE EVALUACION TECNICA DE ALCANTARILLAS


PROGRESIVA	Q DE DISEÑO	HE PERMISIBLE 10 AÑOS	TAMAÑO Y DESCRIPCION	LONG. L	HE	OBSERVACIONES
	m ³ /S	m		m	m	
1+380	0,626	1,20	Alc. Circular Metal Corrugado el Diámetro de Mantiene Ø=0,90	11,50	0,69	Realizar la limpieza, ya que se encuentra toponeada en toda su long.
1+550	0,626	1,20	Alc. Circular Metal Corrugado el Diámetro de Mantiene Ø=0,9	12,00	0,70	Realizar la limpieza, ya que se encuentra toponeada en toda su long.
1+690	0,904	1,20	Alc. Circular Metal Corrugado el Diámetro de Mantiene Ø=0,90	13,20	0,85	Se recomienda su encauce a la entrada para evitar que el agua rebase por la carretera
1+900	0,709	1,20	Alc. Circular Metal Corrugado el Diámetro de Mantiene Ø=0,90	11,40	0,71	Realizar la limpieza y desbroce para mejorar su funcionamiento
2+210	0,576	1,20	Alc. Circular Metal Corrugado el Diámetro de Mantiene Ø=0,90	11,25	0,63	Realizar la limpieza y desbroce para mejorar su funcionamiento
2+450	0,560	1,20	Alc. Circular Metal Corrugado el Diámetro de Mantiene Ø=0,90	10,91	0,63	Realizar la limpieza y desbroce para mejorar su funcionamiento


2+710	1,453	1,50	Alc. Circular Metal Corrugado Se Recomienda cambiar de $\varnothing=0,90$ a $\varnothing=1,20$	12,20	0,96	Se observa que la misma no rebasa la carretera pero existe un área de aporte amplia
3+080	0,993	1,21	Alc. Circular Metal Corrugado el Diámetro de Mantiene $\varnothing=0,90$	10,00	0,93	Alc. fuera de uso provocada por los desvíos de los comunarios, se recomienda su limpieza
3+385	4,814	2,11	Alc. Circular Metal Corrugado Se Recomienda cambiar de $\varnothing=0,90$ a $\varnothing=1,50$	10,95	1,95	Se observa que la misma no rebasa la carretera pero existe un área de aporte amplia
4+150	17,351	3,30	Alc. de sección rectangular con estribos de H°C° y losa de H°A° ,conserva sus dimensiones de 4,00x3,00	12,00	1,95	Su funcionamiento es bueno pero se recomienda realizar un dissipador de energía para evitar la erosión
4+400	2,298	1,80	Alc. Circular Metal Corrugado Se Recomienda cambiar de $\varnothing=0,90$ a $\varnothing=1,20$	9,30	1,28	Se observa que la misma no rebasa la carretera pero existe un área de aporte amplia
4+900	2,507	1,80	Alc. Circular Metal Corrugado el Diámetro de Mantiene $\varnothing=1,20$	46,15	1,39	Se observa un funcionamiento bueno con un a pendiente pronunciada
5+700	3,681	1,80	Alc. Circular Metal Corrugado Se Recomienda cambiar de $\varnothing=0,90$ a $\varnothing=1,20$	18,00	1,94	Se observa que la misma no rebasa la carretera pero existe un área de aporte amplia
5+900	12,529	2,80	Alc. De sección cuadrada con estribos de H°C° y losa de H°A° conserva sus dimensiones de 2,50x2,50	14,40	2,08	Su funcionamiento es bueno , no se observa erosión ni sedimentación
6+300	1,577	1,30	Alc. Circular Metal Corrugado el Diámetro de Mantiene $\varnothing=0,90$	12,00	1,26	Alc. fuera de uso provocada por los desvíos de los comunarios


Fuente: Elaboración Propia


4.1 CONCLUSIONES


-  La construcción de alcantarillas drenaje y un consecuente mantenimiento rutinario en caminos rurales contribuye a un adecuado funcionamiento de la carretera y de esta manera un mejor servicio al usuario.


-  Este tramo cuenta con trece alcantarillas circulares de chapa ondulada cincada y dos de secciones rectangulares de H°C° y H° A°.


-  Las alcantarillas N°1 y N°2 están en condiciones desfavorables al encontrarse taponadas en un 90% y 70% respectivamente, estas tienen una pendiente inferior a la crítica lo cual provocó un enbancamiento y posterior obstrucción; la N°8 y N°15 están fuera de servicio ya que las mismas fueron desviadas por los comuneros al construir sus casas y aprovechar el área para convertirlas en áreas cultivables.


-  No existe un grupo de trabajo que se encargue del mantenimiento y limpieza de las mismas, en ambos lados de las alcantarillas se encontró maleza y basura que actúan como filtros que en general provocan el enbancamiento y obstrucción de las alcantarillas.

 No se respeta el derecho de vía, la gente tiene su cerca justo en donde termina la calzada, o inclusive en donde terminan las obras de drenaje, provocando que éstas fallen, como se observa en la alcantarillas N° 3 que provocó la pérdida de la calzada y deterioro del cabezal aguas abajo.

 En algunos casos y para ciertas condiciones de las alcantarillas, el no llevar a cabo el mejoramiento, con una política adecuada de conservación, puede originar que el costo generalizado llegue a duplicarse.

 La mayor dificultad que se tuvo para el manejo y análisis de la información, es precisamente la escasa o reducida información disponible en nuestro medio sobre ciertas variables o parámetros, lo cual nos obliga a generar información para lograr disponer toda la información necesaria para el diseño.

 El método adoptado para la elección del caudal de diseño fue el método racional, el mismo que toma varios parámetros de la hoya hidrográfica, y los valores calculados por este el método son los que mas se acercan al promedio de los valores obtenidos con las formulas empíricas y los demás métodos indirectos.

 Del mismo modo se pudo evidenciar la sensibilidad del método racional ya que una mala elección de alguna de sus variables arrojara resultados que no son acordes a condiciones reales de cada alcantarilla por lo que tendría que intervenir el criterio y experiencia del proyectista.

4.2 RECOMENDACIONES:



Se debe programar un grupo de trabajo para el servicio de mantenimiento y limpieza cada determinado tiempo, especialmente en épocas de lluvia para mantener en buenas condiciones hidráulicas, de esta manera evitar el prematuro deterioro de las alcantarillas y por ende de la carretera.



Realizar en la alcantarillas N°10, N°11, N°12 y N°13 obras complementarias como zampeados de piedra, engavionados o disipadores por caída, que permitan reducir el proceso erosivo aguas abajo.



Se recomienda que los dueños de los terrenos aledaños al camino respeten el derecho de vía para no alterar el cauce natural antes y después de las obras de drenaje.



Recomendar el estudio de nuevos modelos hidrológicos e hidráulicos a usar para el diseño de alcantarillas ya que en el trabajo se vio que las diferentes formulas que fueron desarrolladas en diferentes países, en nuestra región dan valores disparados.



Realizar una campaña de educación para que los usuarios no echen sus desechos en los laterales de la vía ya que estos llegan hasta las alcantarillas.