

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. Introducción

La aparición de problemas relacionados con la naturaleza y las características del terreno y de los materiales del excavado para las explanaciones, ha llevado a que actualmente se considere imprescindible evaluar e invertir los recursos suficientes en los reconocimientos del terreno previos a la construcción.

Una ejecución correcta de las explanaciones debe prever los posibles problemas geotécnicos, de forma que se evite su aparición o, al menos, que tengan un tratamiento preventivo adecuado en tiempo y recursos.

Donde los principales problemas geotécnicos, pueden ser, producidos por las características del terreno natural, provocados por la acción del agua sobre la infraestructura o sobre sus inmediaciones y los derivados de una construcción defectuosa o inadecuada.

Este proyecto de evaluación estructural de las explanaciones por simulación de inundación, cuyo proceso de evaluación, se inicia con el reconocimiento previo, el cual debe ser específico y con relación directa con la complejidad del deterioro y la importancia de la estructura.

Los objetivos del presente trabajo son dos. Por un lado, realizar la evaluación geotécnica del perfil de la carretera, cuya geometría vertical esta al mismo nivel o por debajo del nivel de la quebrada.

En segundo lugar se realizara la simulación por inundación, cuyos resultados nos permita evaluar con criterios que permitan juzgar la calidad de la solución, la solución óptima será la mejor valorada de todas las alternativas de soluciones. Para lo cual se desarrollara un modelo hidráulico, aplicando el software HEC-RAS. Beta 4.10. Programa que realiza la llegada del río, para diferentes caudales, los incrementos de estos caudales y el proceso de la simulación, nos permite observar desde distintos ángulos y perfiles en tres dimensiones.

Por otra parte, demostrar que la cota máxima a la que puede llegar los caudales máximos supera en varios tramos de la zona de estudio a la cota de la plataforma y donde la explanada objeto del estudio, queda totalmente sumergida. Para esta demostración se tuvo

que realizar el estudio hidrológico con mucha precisión ya que de ello depende gran parte de las alternativas de solución.

Una vez realizada la evaluación del nivel de deterioros existentes con el fin de buscar las causas que incidieron para que se produzcan tales fallas; de los resultados de esta investigación se espera poder contribuir con algunas sugerencias viables para solucionar la situación indicada. El área de la ubicación Geográfica del proyecto se localiza en la parte norte de la provincia Méndez entre las coordenadas 21°23'42' de Latitud SID; 65°01'33" Longitud Oeste y una Altura de 2900 MSN.

La ubicación Política Administrativa de las subcuencas las cuales rodean la carretera, cuyo afluente es descargado a lo largo de aproximadamente 23 Km.; pertenecen a la cuenca del río Chaupi Uno, y se encuentra en el departamento de Tarija, Provincia Méndez.

La zona en estudio pertenece a la comunidad de Chaupi Uno (cantón Toma yapo); que se encuentra aproximadamente a 75 Km. de la ciudad de Tarija, la cual da paso a la carretera principal Tarija - Potosí, las distancias a los centros poblados próximos se muestran en el (Cuadro N° 1.1)

**Cuadro N° 1.1**  
**Distancias de los Centros Poblados**

De comunidad	A: Chaupi Uno (Km.)	Tiempo recorrido (Hrs.)
Iscayachi	25	1.50
El Puente	20	1.0
Tarija	125	3.50

**Fuente:** Elaboración propia.

## 1.2. Justificación

En la actualidad el tramo en estudio, presenta un deterioro que va en aumento, esto sumado al daño sufrido hace dos años atrás, son innumerables las causas y deterioros que fueron cuantificados, de los cuales rescato uno, quizá el que englobe e indique la magnitud de todos los demás deterioros. En aproximadamente 20 metros de longitud, el muro de contención que daba protección a toda la estructura de la carretera, fue sobrepasado por el caudal de las crecidas dando paso a la inundación de la calzada, posteriormente el muro de hormigón ciclópeo se desprendió siendo arrastrado, dejando a la carretera en ¿soportara el tránsito vehicular?

Observados los sucesos cuya magnitud, permite juzgar que evaluar estructuras como paquete estructural, alcantarillas entre otros es irrelevante.

Sí las explanadas no cumplen con las condiciones mínimas de regularidad como ser, el agua que cae sobre ella debe tener siempre salida por gravedad, esto es, no debe haber zonas que retengan agua. Las explanadas del tramo en estudio no cumple esta condición, por el contrario en épocas de riadas queda sumergida.

El motivo fundamental de evaluar las explanaciones por simulación de inundación, es proporcionar alternativas de solución respecto al futuro de la carretera. Los resultados de la simulación nos permitirán evaluar el estado y emplazamiento actual de la explanada.

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivos generales**

Este trabajo titulado; “Estudio y Evaluación Estructural de las Explanaciones por Simulación de Inundación sobre el Tramo Carretero Troncal Ruta N° El Puente – Iscayachi”, tiene como objetivo, demostrar que la carretera del tramo en estudio cuyo emplazamiento y ubicación actual no cumple con las garantías de transitabilidad, especialmente en época de lluvia, donde claramente se constato que el caudal cuyos tirantes sobrepasan el nivel de la carpeta.

Para ello se realiza la Simulación por Inundación, el cual nos permitirá determinar el alcance de las inundaciones y los riesgos que la carretera puede sufrir, con los resultados de esta investigación se espera demostrar las verdaderas causas que hacen que el paquete y demás estructuras de una carretera joven, tenga una categorización de fallas importantes que reducen su tiempo de vida útil.

### 1.3.2. Objetivos específicos

Dentro de los objetivos específicos que contempla el proyecto se tienen los siguientes:

- \_ Recopilación de información del tramo en estudio a través de fotografías actuales, como también previa a los sucesos, cuyo propósito es recopilar y poner al día toda la información existente relativa al conjunto de las explanadas.
- \_ Realizar el reconocimiento Geológico y Geotécnico, mediante planos topográficos, planos cartográficos, estudios anteriores e imágenes satelitales, que en nuestro medio podemos obtenerlas en Internet, de la página geográfica Google Earth.
- \_ Una vez recopilada la información previa existente, ésta se analizara y se procesara, para obtener datos relevantes; como para la simulación se adopto un determinado tramo considerado las características críticas que son representativas de la quebrada con la carretera.
- \_ El estudio hidrológico es un aspecto capital en el éxito o en el fracaso de una infraestructura viaria, por estas razones calibraremos de la ecuación de Gumbel, para lluvias de alta intensidad y periodos de tiempo de poca duración.
- \_ Determinación del caudal máximo en las subcuencas por separado que pertenecen a la cuenca de Chaupi Uno.
- \_ Inspección visual detallada cuyo proceso de evaluación, se inicia con el reconocimiento a detalle, el cual debe ser específico y con relación directa con la complejidad del deterioro y la importancia de la estructura.
- \_ Por un lado, realizar la evaluación geotécnica de las explanadas, en el presente trabajo se realiza un formato de fichero para cada uno de los aspectos a evaluarse, en cada fichero se presenta el deterioro específico, fotográfico y las causas que incidieron; de manera que la cuantificación de estos daños tenga un orden correlativo de posibles soluciones.
- \_ Se realizara la evaluación por simulación de inundación aplicando el programa HEC-RAS beta 4.0, para desarrollar un modelo hidráulico en 3D, en la quebrada paralela al eje de la carretera, cuyos resultados nos permita evaluar con criterios que permitan juzgar la calidad de la solución, la solución óptima será la mejor valorada de todas las alternativas de soluciones.

- \_ Establecer un diagnostico, de los resultados obtenidos que determinen la solución óptima, para que la carretera ya no sufra daños considerables.
- \_ Planteamiento y alternativas de solución para la protección y conservación de la carretera tramo “El Puente - Iscayachi”

#### **1.4. Alcance**

El alcance del presente proyecto de grado titulado. Estudio y evaluación estructural de las explanaciones por simulación de inundación sobre el tramo carretero troncal ruta N°1 El Puente – Iscayachi, tiene como fin demostrar que la ubicación actual del tramo en estudio es inadecuada, con este objeto se aplicara la evaluación geotécnica a la geometría de las explanadas de tal forma que se consiga resultados que justifiquen la veracidad del estudio.

Por otro lado se realizara la evaluación de las explanadas por simulación de inundación.

Los resultados de la simulación del modelo hidráulico, permitirá evaluar con criterio, permitiéndonos juzgar la calidad de la solución definitiva. Para lo cual se desarrollara un modelo hidráulico, aplicando el software HEC-RAS. Beta 4.0. Programa que realiza la simulación de llegada del río, con caudales para diferentes periodos de retorno, los incrementos pueden ser de hasta 2000 caudales y el proceso de la simulación, nos permite observar desde distintos ángulos y perfiles en tres dimensiones.

Por otra parte, demostrar que la cota máxima a al que puede llegar los caudales máximos supera en varios tramos de la zona de estudio a la cota de la plataforma y donde la explanada objeto del estudio, queda totalmente sumergida. Para esta demostración se tuvo que realizar el estudio hidrológico con mucha precisión ya que de ello depende gran parte de las alternativas de solución. Los resultados obtenidos determinaran la solución óptima, para que la carretera ya no sufra daños considerables, demostrando que la carretera actual tiene un trazado que no le brinda seguridad, en la actualidad, mucho menos a futuro.

## CAPÍTULO II

### ESTUDIO DE LAS EXPLANACIONES

#### **2.1. Introducción**

Es cierto que cuanto más experto se sea, se necesitan en general menos datos para llegar a una conclusión; pero también lo es que, sin datos suficientes, hasta los expertos pueden equivocarse o verse obligados a ser muy conservadores.

Respecto a la determinación del emplazamiento de las explanaciones, por lo general son aprovechados los materiales existentes en la zona.

La tendencia histórica del comportamiento del ingeniero de aprovechar siempre para las carreteras, los caminos y senderos existentes, cuyos trazos fueron construidos por nuestros antepasados, su método de diseño consistía en seguir las curvas de nivel, procedimiento adecuado en esas épocas.

Ya en la actualidad contamos con la metodología para estudios de obras, así como medios existentes para el movimiento de tierras entre otros, pudiendo diseñar y construir estructuras de mayor estabilidad.

En una gran cantidad de obras de infraestructura vial es necesaria una previa modificación, ya sea en el mejoramiento y pavimentado como en terreno original, normalmente una explanación horizontal. Este sería el paso previo para la construcción de rellenos cuyos taludes se aproveche para algún cultivo y/o plantación de pasto. En muchas de estas obras el costo de esta modificación del terreno original, que se traduce en movimientos de tierras por exceso (desmonte) o por defecto (terraplén), supone un tanto por ciento elevado del costo total del proyecto.

#### **2.2. Infraestructura**

El área de estudio que tiene el presente trabajo, se refiere al proyecto y evaluación de las explanaciones y de los sistemas de drenaje de carreteras y otras obras lineales. Al grupo formado por estas actuaciones se denomina infraestructura.

Su objetivo es proporcionar una superficie de apoyo adecuada para la superestructura, compuesta por el firme, la señalización y las dotaciones viarias. Por lo tanto están incluidos los desmontes, rellenos, muros, estructuras, drenaje y obras accesorias.

En resumen los objetivos de los estudios de la infraestructura son dos:

- ☞ Aprovechar adecuadamente los materiales existentes en la traza.
- ☞ Determinar el emplazamiento y las especificaciones de construcción de cada tipo de material.

Respecto al aprovechar adecuadamente los materiales existentes en la traza, existe una tendencia histórica que marca el comportamiento de la ingeniería vial en nuestro medio, de aprovechar siempre para las carreteras los materiales existentes en la traza. La falta de una metodología para el estudio de las obras, así como el medio existente para el movimiento de tierras, condicionaban esta actitud. Con el desarrollo de la circulación por carretera, y la consiguiente necesidad de infraestructuras de mayor estabilidad, se marca una tendencia de aprovechar únicamente los mejores materiales, desechando el material restante.

### **2.2.1. Las explanaciones**

Las explanaciones u obras de tierra son las actuaciones de remodelación del terreno natural mediante la adición o retirada de materiales, de forma que se consiga una superficie de geometría y capacidad de soporte adecuadas para el apoyo del firme y del resto de la súper estructura.

La superficie de apoyo del paquete estructural recibe la denominación de explanada, en nuestro medio conocido como subrasante, por tanto la explanada es la parte superior del cimiento del firme. Este cimiento está constituido en general por los propios suelos o la roca de la traza, por un suelo de aportación o, al menos en su parte superior, por un suelo estabilizado in situ.

La geometría que se debe conseguir es la de la subrasante, sensiblemente paralela a la plataforma definitiva por la que circularán los vehículos. Las explanadas, como ya se mencionó anteriormente, se caracterizan por los movimientos de tierra con la finalidad de darle forma homogénea en el modelado a la obra vial.

Por otro lado en el diseño del paquete estructural intervienen como factores fundamentales el tráfico pesado y las características resistentes de las explanadas, representada habitualmente por su capacidad de soporte o su capacidad de deformación.

Las explanaciones consume una parte apreciable del presupuesto de la vía, constituyendo además la parte de más difícil tratamiento y reparación durante la explotación. Por ello su ejecución correcta resulta imprescindible para asegurar una explotación adecuada.

La superficie obtenida de las explanaciones, por lo mencionado anteriormente debe tener una resistencia y regularidad geométrica adecuada. Por lo tanto la explanada u obra de tierra se presenta en tres tipos de secciones, las cuales se clasifican en:

- ☞ Desmante
- ☞ Relleno
- ☞ A media ladera.

La forma que toma la explanación, como obra de tierra se ilustra esquemáticamente en las Figuras 2.2, 2.3 y 2.4 cada una de estos tipos de sección, con la denominación de los elementos más característicos. Tanto en los rellenos como en las excavaciones la cuneta central con sumidero de rejilla, son optativas ya que en nuestro medio es aconsejable una cuneta central trapezoidal o una canalización de salida para que pueda transportar los sedimentos en suspensión.

**Sección de desmante**, cuando se presentarse la necesidad de retirar material, excavar. Las excavaciones se refieren, al movimiento de todo tipo de material y de cualquier naturaleza (material suelto, roca suelta y roca fija), que debe ser removido para proceder a la construcción del cimiento del firme por medio de las explanaciones teniendo en cuenta las elevaciones del paquete estructural y demás subestructuras.

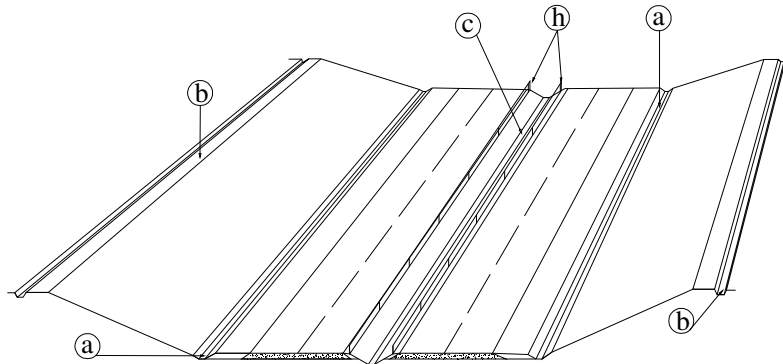
En las excavaciones se incluyen todas las operaciones de perforación y voladura de bloques rocosos, así como también la carga, transporte, disposición y nivelación de los materiales en los lugares de descarga adecuados.

En cualquier tipo de suelo al ejecutar la explanación por excavación se tendrá la precaución de no producir alteraciones en la consistencia del terreno natural para la subrasante.

En la ejecución de las explanaciones, se deberá tomar en cuenta la clasificación por tipo de material, profundidad o afloramiento, además de considerar el nivel freático.



**Figura N° 2.1**  
**Explanada en sección de desmonte**



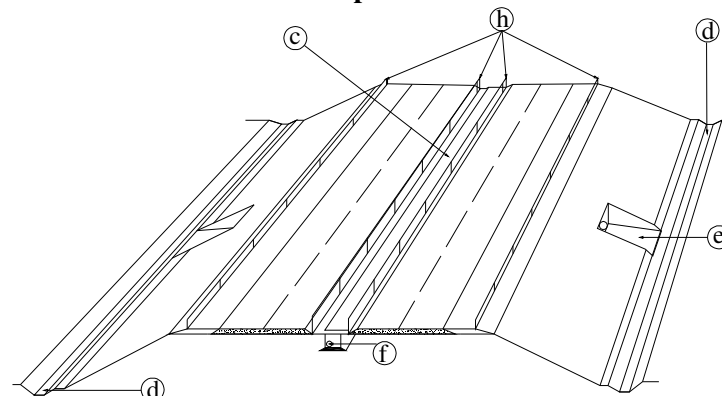
FUENTE: Elaboración propia, referencia Carlos Kraemer

- |                                |                                      |
|--------------------------------|--------------------------------------|
| (a) Cuneta de calzada          | (b) Cuneta en coronación de desmonte |
| (c) Cuneta central trapezoidal | (f) Colector                         |
| (h) Barrera de seguridad       |                                      |

**Sección de relleno**, si es necesario aportar material, se refiere al movimiento de tierras ejecutado para completar todos los espacios para la elevación asta la subrasante.

La Figura 2.2 ilustra el esquema.

**Figura N° 2.2**  
**Explanada en sección de relleno**

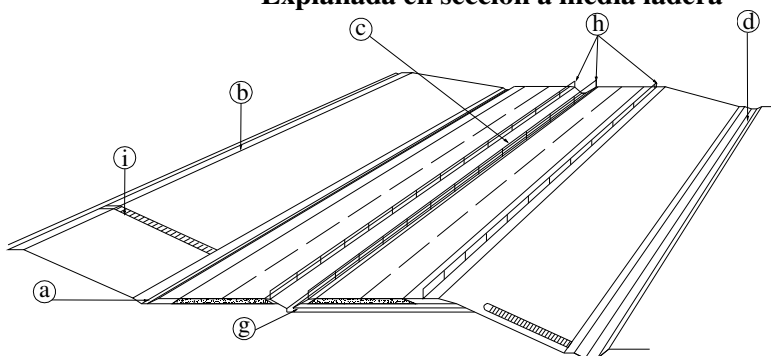


FUENTE: Elaboración propia, referencia Carlos Kraemer

- |                                  |                                |
|----------------------------------|--------------------------------|
| (c) Cuneta central con sumideros | (d) Cuneta de pie de terraplén |
| (e) Obra de paso para desagüe    | (h) Barrera de seguridad       |
| (f) Colector                     |                                |

**Sección a media ladera**, sección que presenta corte relleno, son necesarias ambas operaciones en la misma sección transversal.

**Figura N° 2.3**  
**Explanada en sección a media ladera**



**FUENTE:** Elaboración propia, referencia Carlos Kraemer

- |                                    |                                      |
|------------------------------------|--------------------------------------|
| (a) Cuneta de calzada              | (b) Cuneta en coronación de desmonte |
| (c) Cuneta central trapezoidal     | (d) Cuneta de pie de terraplén       |
| (g) Tubería de desagüe transversal | (i) Bajante                          |

### 2.2.2. Cimiento del firme

La superficie obtenida con las explanaciones, sobre las que apoyara la superestructura, se denomina explanada, constituye la parte superior del cimiento del firme y el soporte del firme, por lo que debe tener una resistencia y una homogénea geometría.

Los materiales que constituyen el cimiento del firme deben tener una resistencia suficiente y unas ciertas condiciones de calidad, de forma que se garantice la estabilidad volumétrica de los materiales y la uniformidad de la explanada.

### 2.2.3. Traza

Traza es la zona o superficie en las que se obtienen materiales de calidad requerida o bien se depositan los materiales con calidad insuficiente, todo el entorno que rodea a la carretera como ser cuencas cuyo desagüe descarga al pie del talud, por estas condiciones la traza juega un papel importante en el. Estudio de exploración de las explanaciones.

### 2.2.4. El firme

Los firmes de las carreteras están constituidos por un conjunto de capas superpuestas relativamente horizontales y de varios centímetros de espesor de diferentes materiales adecuadamente compactados. Estas estructuras estratificadas en nuestro medio las conocemos como paquete estructural que esta compuesta por la capa base, subbase y el pavimento.

### **2.3. Unidad homogénea de diseño**

Son zonas longitudinales, que guardan homogeneidad, en el comportamiento de los pavimentos, en geología se habla de estratos, en la practica es preferible hablar de unidades u horizonte, refiriéndose así a que rara vez se encontraran en capas paralelas de material uniforme, cuando al contrario en algunas zonas se encuentra abundante material orgánico apoyado sobre un sustrato, el cual puede ser de materiales diferentes.

#### **2.3.1. Estudios preliminares**

Estos estudios preliminares, están dirigidos a la recopilación de información existente con base y relación al tema en estudio, la información que puede ser recolectada de estudios anteriores debe ser analizada tomando en cuenta los aspectos más relevantes y concernientes a la complejidad del presente estudio.

Como ya se menciona anterior mente el pavimentado de la carretera del tramo en estudio, fue paralizada a mediados de febrero del 2007 cuya construcción venia siendo ejecutada en base al Diseño Final Fase II Carretera Potosí-Tarija tramo El Puente-Ischayachi, realizado por la Empresa Consultora CONSA S.R.L. de estos estudios se pudo extraer por medio de la ABC, información referente a las especificaciones de diseño, características de la zona, algunos levantamientos, entre otros.

Realizando un reconocimiento somero de los aspectos más relevantes de la información recolectada, antes de ser utilizados se verifico que algunos estudios son deficientes, por lo se realizaron los estudios correspondientes necesarios para la evaluación por simulación de inundación.

#### **2.3.2. Exploraciones en la zona**

El objetivo de la exploración en la zona, es recopilar información del tramo en estudio a través de fotografías actuales, como también previa a los sucesos, cuyo propósito es poner al día toda la información existente relativa al conjunto de las explanadas.

Una vez recopilada la información previa existente, ésta debe analizarse para obtener los datos relevantes para los estudios correspondientes. Por lo general del análisis se extrae una idea de los materiales que se encuentran en la traza, agrupándolos en unidades homogéneas relevantes (horizontes).

En la exploración al tramo carretero se realizó una inspección visual detallada cuyo proceso de evaluación, se inicia con el reconocimiento a detalle, específico y con relación directa con la complejidad del deterioro y la importancia de la estructura. Posteriormente se realizó el inventario a detalle de los aspectos relevantes identificados visualmente.

### **2.3.3. Fotografías aéreas**

Las fotografías aéreas en la mayoría de los estudios referente a la explotación de carreteras y obras de tierra (ferrocarriles, presas de embalse, etc.); son de mucha ayuda con las cuales se puede realizar fotogeología. Estas fotos son tomadas con visión estereoscópica, ya en la actualidad se relazan vuelos para tomar fotos a escala 1:6500. Estas fotos son de gran ayuda, pero no se encuentran disponibles en nuestro medio. Por otro lado en el presente estudio se pudo obtener imágenes satelitales, en Internet por la página geográfica Google Earth.

Estas imágenes obtenidas del Google Earth en la actualidad son muy utilizadas en nuestro medio en proyectos de presas, por lo que se hizo uso de estas imágenes.

con las cuales se pudo extraer datos acerca de la geomorfología, el relieve, la situación de los contactos entre algunas de las unidades geológicas, la presencia de agua y lo más importante se pudo delimitar las subcuencas que rodean a la carretera, cuyos afluentes son descargados a un cauce principal paralela al eje de la carretera.

Como se acaba de mencionar, estos datos son útiles no solo para la elaboración de los estudios de geología y geotecnia, si no también para las otras partes del proyecto, tales como el estudio hidrológico, entre otros.

## **2.4. Estudios geológicos y geotécnicos**

Cabe mencionar que los estudios de geología y geotecnia viaria son amplios entre los cuales se plantea la necesidad de realizar perforaciones, como ensayos de penetración, sondeos mecánicos, entre otros.

En las licitaciones de contratación para estudios referentes al tema se cuenta con un índice detallado del programa de estudios en base a la complejidad del proyecto.

En el presente estudio se realizaran los estudios de geología y geotecnia en base al objetivo del presente estudio, que trata de la evaluación de las explanadas por simulación de inundación. Por lo tanto el estudio a nivel de la geología estará referido exclusivamente a las

características de los materiales en la zona, mientras que en la parte de la geotecnia estará referida a la proyección vertical de la carretera, desmontes, rellenos, taludes y condiciones del terreno para el emplazamiento de las estructuras.

#### **2.4.1. Estudios geológicos**

El área de las subcuencas que pertenecen a la comunidad de Chaupi Uno geológicamente corresponde al ordovícico, bloque montañoso de plegamiento complejo caracterizado por la presencia de limonitas y lutitas.

La zona en estudio, muestra un desarrollo levemente diferenciado con características de una etapa juvenil de erosión, estructuralmente el área muestra claramente la naturaleza de deformación que han sufrido las diferentes rocas como producto de los procesos de tipo tectónico que se han generado en la región, dando origen a una serie de estructuras plegadas y fracturadas que caracterizan la región de Chaupi Uno.

##### **2.4.1.1. Características geológicas de los suelos**

El paisaje geomorfológicamente presenta un cañón angosto, por donde actualmente cruza la carretera principal al norte de nuestro departamento, con lomas onduladas y pequeños valles donde predominan los suelos de formación:

- ☞ Coluvio fluviales
- ☞ Terrazas aluviales recientes

Los suelos coluvio fluviales ocupan la parte alta de las tierras en el área de la carretera y presentan una topografía con relieve ligeramente ondulado, con pendiente moderada (5% a 12%). Son suelos superficiales a moderadamente profundos con presencia de fragmentos de piedra y grava desde los 10 cm. de profundidad. La textura es franco arcillo arenosa con piedra y grava en el suelo.

Los suelos de las terrazas aluviales recientes están distribuidos en la parte baja del área de las subcuencas y presentan una topografía con relieve relativamente plano y pendientes de 2 a 3 por 100. El material de origen está constituido por la mezcla de sedimentos finos y gruesos depositados por descarga coluvio-fluvial de las laderas.

### **2.4.1.2. Geomorfología**

El área de la cuenca del río Chaupi Uno, muestra en su generalidad afloramientos del sistema ordovícico, cuya característica son las rocas metamórficas de color negruzco amarillo y plomizo por el contenido hierro, orgánico marino del material.

Geomorfológicamente, se puede definir diversos relieves y diseños de drenajes, por el efecto de los procesos exógenos y endógenos en general, como erosión, meteorización y tectonismo.

Estratigráficamente solo es posible apreciar el sistema ordovícico cuya petrografía demuestra la presencia de rocas como pizarras, lutitas, limonitas y cuarcitas con presencia de nódulos como característica. Por ser los estratos stratigráficamente antiguos son los que más han sufrido el efecto de todos los fenómenos geológicos mostrando por razón bastante plegamiento y diaclasamiento en las rocas.

Estas rocas ordovícicas se manifiestan superficialmente a través de afloramientos conspicuos cuya secuencia stratigráfica esta constituida por una sucesión monótona conformada por pizarras, lutitas, limonitas y cuarcitas.

Las rocas típicas del ordovícico como pizarras que son las predominantes en la zona de aun coloración azul grisáceo, las cuarcitas de coloración café amarillenta con tamaño de grano medio a fino y las lutitas y limonitas se encuentran intercaladas entre los estratos de pizarras y cuarcitas muestran generalmente un color gris azulado.

Todas las características de los complejos identificados para todas las subcuencas definidas y sus respectivos CN, adoptados según las características de las mismas.

#### **2.4.1.2.1. Depósitos Lacustre**

Fisiográficamente la región corresponde al flanco oeste de la cordillera oriental. En general las formas topográficas guardan estrecha relación con las estructuras geológicas, el relieve del área de estudio esta definido por la marcada topografía de la zona, donde se presentan serranías altas y valles bien profundos bien trabajados por la erosión fluvial.

El proceso exógeno de desgaste como la erosión ha originado valles donde sus flancos han resultado con pendientes pronunciadas dando la apariencia de paredes verticales, por ello quedan pocos sectores de planicie en el área.

#### **2.4.1.2.2. Depósitos Coluviales**

El principal agente móvil de erosión es el agua sobre todo en verano realizando el lavaje de pendiente desgastando las partes altas de las serranías y erosionando el lecho de las zonas jóvenes (quebradas).

#### **2.4.2. Estudios geotécnicos**

El objetivo de los estudios geotécnicos en la ingeniería vial es en última instancia evitar la aparición de problemas relacionados con la naturaleza y las características del terreno y de los materiales de él excavado para las explanaciones durante la construcción o durante la explotación de las carreteras, ha llevado a que actualmente se considere imprescindible invertir los recursos suficientes en el reconocimiento del terreno previos a la construcción. El objetivo es conocer los materiales que van hacer utilizados en la explanada de la manera más precisa posible, debiendo evitar su mera estimación.

Los esfuerzos empleados en los reconocimientos previos deben estar en relación directa con la complejidad del terreno y con la importancia de la obra.

##### **2.4.2.1. Clasificación geotécnica**

Como se menciona anteriormente la finalidad del estudio geotécnico estará referida exclusivamente a la proyección vertical de la explanada, desmontes, rellenos, taludes y condiciones del terreno para el emplazamiento de las estructuras.

Solo por referencia se hace mención a otros aspectos que también forman parte de la clasificación geotécnica, que en el presente estudio no son relevantes. En los estudios geotécnicos también se contempla determinar el perfil estratigráfico deducido, las condiciones de resistencia de la subrasante en cada una de las unidades homogéneas. Para su evaluación, se realizan una serie de apiques, los cuales son perforaciones de área superficial del orden de 1.0 m<sup>2</sup> a 2.0 m<sup>2</sup> (1.20 m \* 0.70 m), área mayor en comparación con los sondeos, con el fin de extraer muestras representativas.

El objetivo principal de los apiques, es conocer las características de resistencia del suelo, que esta en función de la humedad natural y de su densidad; se debe tratar de que coincidan los apiques, con las abscisas de los sondeos; el espaciamiento entre apiques depende del perfil estratigráfico.

#### **2.4.2.2. Geometría de la explanada**

La explanada debe tener una regularidad basada en dos condiciones: en primer lugar, el agua que cae sobre de ella debe tener siempre salida por gravedad, esto es no debe haber zonas que retengan agua; además ninguno de sus puntos debe alejarse demasiado de lo proyectado para que no se produzcan variaciones en el espesor de las capas de firme.

Para cumplir la primera condición es preciso tener en cuenta la máxima pendiente de la explanada, que se produce por una combinación de las inclinaciones longitudinales y de las transversales.

**En general la pendiente máxima de la explanad no debe ser inferior al 4 por 100. Además si la pendiente longitudinal es elevada (mas del 6 por 100), deben Tomarse precauciones para que el agua de la plataforma, ya que de lo contrario se puede formar un flujo paralelo al eje de la carretera de hasta cientos de metros de longitud.**

#### **2.4.2.3. Desmante**

Las excavaciones se refieren, al movimiento de todo tipo de material y de cualquier naturaleza (material suelto, roca suelta y roca fija), que debe ser removido para proceder a la construcción del cimiento del firme por medio de las explanaciones teniendo en cuenta las elevaciones del paquete estructural y demás subestructuras.

En las excavaciones se incluyen todas las operaciones de perforación y voladura de bloques rocosos, así como también la carga, transporte, disposición y nivelación de los materiales en los lugares de descarga adecuados.

##### **2.4.2.3.1. Excavado de los materiales en la traza**

La ejecución del excavado de los materiales en corte, por lo general presentan características diferentes según su naturaleza, lo que influye en los medios que hay que emplear en su excavación y en los rendimientos que se puedan obtener, en resumen una inadecuada excavación afecta directamente al costo de obra.

En cualquier tipo de suelo al ejecutar la explanación por excavación (mecánica convencional, escarificación y voladura) se tendrá la precaución de no producir alteraciones en la consistencia del terreno natural para la subrasante.



#### **2.4.2.3.2. Aprovechado de los materiales**

De la excavación se deben aprovechar adecuadamente los materiales existentes en la traza siempre que sea posible. Determinar el emplazamiento y las especificaciones de construcción de cada tipo de material, para ello hay que disponer acopios adecuados que sirvan para controlar la segregación de los materiales y eviten su contaminación.

En las excavaciones los materiales cuyos volúmenes tienden a expandirse (esponjamiento) o caso contrario el material compactado ocupa menos que en su estado original. La relación entre volumen original y compactado se denomina coeficiente de paso; el valor de este coeficiente varía en función al terreno excavado. Para suelos en terraplén menor a uno y para rocas en pedraplenes asta 1.15.

#### **2.4.2.3.3. Talud de desmonte**

La inclinación en los desmontes depende de su altura y de las características del material excavado. En suelos los materiales habituales están entre 2H:1V y 3H:1V en terrenos poco accidentados y algo más verticales, si es posible en terrenos más movidos. En rocas influye la disposición geometría de las juntas, su espaciamento, su relleno y su apertura: los taludes rocosos van de la practica verticalidad en casos muy favorables hasta 2H:1V en casos desfavorables.

En todo caso es preciso señalar que los taludes de desmonte de gran altura (por ejemplo, de más de 20 m.) suelen más tendidos a medida que esta aumenta debido al mayor riesgo de inestabilidad. Por otro lado, es habitual disponer distintos taludes para diferentes materiales en un mismo desmonte.

#### **2.4.2.4. Relleno**

Se refiere al movimiento de tierras ejecutado para completar todos los espacios por debajo de la subrasante en los tramos en los que la traza discurre por encima del terreno natural, exigiendo la construcción de rellenos, cuyo objetivo es proporcionar una superficie de apoyo adecuada para la superestructura, compuesta por el firme y de más estructuras, los rellenos pueden ser:

- ☞ **Terraplenes**, el material apto para los terraplenes son los suelos tal cual se excavan los mejores suelos serán aquellos que resulten fácil de compactar, y una vez

compactados sean resistentes a la deformación, esto es, todas sus partículas son de tamaño máximo menor a algo más de un decímetro.

- ☞ **Pedraplenes**, son rellenos son construidos con fragmentos de roca de gran tamaño, estos son obtenidos cuando en la traza existe una abundancia de desmontes en roca con un tamaño entre (60 a 80) cm.
- ☞ **Todounos**, cuando existen partículas de todos los tamaños, desde micras hasta casi un metro, el cual se constituye con materiales que por su granulometría, no pueden ser considerados como suelo ni como rocas. Se definen, consecuentemente, de forma negativa: no son terraplenes ni pedraplenes, sino un todouno.

#### **2.4.2.4.1. Talud de relleno**

En rellenos, las inclinaciones de lo taludes depende sobre todo de la altura del relleno; únicamente en los más altos influye la naturaleza del material. Para relleno son taludes habituales 2H:1V y 3H:1V para terraplenes y 1.5H:1V para pedraplenes. Si se desea minimizar la ocupación de terreno al construir la explanación, siempre es posible conseguir taludes menos tendidos actuando sobre el material. Tanto desmontes como terraplenes pueden reforzarse empleando bermas, espaldones, plantaciones, entre otros.

En el límite se pueden construir muros: en carreteras se construyen muchos muros ejecutados in situ, pero también son habituales muros prefabricados de tierra armada, de geotextiles y de escollera, entre otros.

Los taludes de relleno pueden extenderse más disponiendo bermas en las inmediaciones de la plataforma para así favorecer la conservación, la seguridad vial, la adaptación al paisaje o la revegetación. En desmontes se pueden construir bermas en la calzada para aumentar la visibilidad disponible y en consecuencia la velocidad de proyecto del tramo. Las bermas de calzada son necesarias para la señalización vertical y el balizamiento (Conos de protección).

### **2.5. Topografía**

El estudio topográfico en el presente estudio es de vital importancia ya que estos datos son requeridos a detalle para llevar acabo la simulación de inundación.

Considero importante el estudio del relieve, siendo el que mayores problemas presenta en las carreteras, por si fuera poco es el de mayor influencia en el costo de la misma.

Los planos topográficos son de mucha utilidad de los cuales podemos obtener mucha información, para el presente estudio se obtuvieron planos con:

- ☞ Información acerca del relieve general y su morfología.
- ☞ Información de las pendientes y cursos de agua

En el estudio del presente proyecto el segundo punto es de fundamental importancia ya que nos permite determinar parámetros hidráulicos e hidrológicos, por lo que se estudiara más a profundidad. Para la determinación de las pendientes se realizó el análisis de los levantamientos topográficos proporcionados por la ABC y con la ayuda de un GPS navegador, más las cartas del IGM se pudo llegar a determinar las longitudes y las características de los respectivos afluentes, también se determinan las pendientes medias de cada subcuenca.

Las pendientes están íntimamente relacionadas con las alturas, ya que la zona en estudio es montañosa con alturas elevadas, por consiguiente mayor inclinación y pendientes notablemente elevadas. Por estas razones los datos anteriores fueron perfeccionados con la ayuda de imágenes satelitales del (Google Earth), donde se aprecia con mayor claridad los relieves, además nos brinda coordenadas y la altura sobre el nivel del mar.

La información topográfica es la siguiente: Carta geográfica del IGM escala 1: 50.000, planos de curvas de nivel escala 1:1700, perfiles longitudinales carretera-quebrada escala 1:10000 y planos de relieve de la cuenca escala 1:70000.

### **2.5.1. Caracterización fisiográfica e hidrológica**

Entre las características hidrográficas que afectan la respuesta de las condiciones del área de estudio y de los cuales se puede obtener una idea cuantitativa del grado de su influencia se tienen: área y tipo del suelo, posición y orientación, elevación, pendiente y red de drenaje.

#### **2.5.1.1. Pendientes**

La zona en estudio tiene una topografía muy irregular donde las rocas presentan afloramientos en toda su extensión, con pendientes pronunciadas en donde la mayoría de la subcuencas que rodean a la carretera tiene relativamente la misma pendiente.

En el Cuadro 2.1 se indican las características morfométricas de toda la subcuenca, por las condiciones topográficas montañosas que esta presenta y las pendientes elevadas y además

la necesidad de poder estimar los caudales máximos con mayor exactitud, se subdividió ala cuenca de la quebrada Chaupi Uno en subcuencas, una vez delimitadas se realizo el estudio hidrológico se realizo por separado para cada subcuenca.

**Cuadro N° 2.1**  
**Características Morfométricas de las subcuencas que rodean la carretera**

Sub-Cuencas	Cuenca N°	Área km <sup>2</sup>	H máx. (m)	H mín. (m)	Desnivel (m)	Long. Hoz. km	Pte.Cuenca %
Qda. Grande	1	8.3	3160	3080	80	0.342	23.4
Qda. Puesto	2	8.0	3238	3090	148	0.569	26
Qda sin Nombre(vial I)	3	1.6	3080	3045	35	0.166	21.1
Qda. Pirhua Cancha	4	2.4	3165	3045	120	0.511	23.5
Qda. Grande I	5	4.8	3045	2962	83	0.401	20.7
Qda. Totorillas	6	8.1	3185	2962	223	0.854	26.1
Qda.(vial II)	7	1.5	2962	2920	42	0.186	22.6
Qda. Los Mollecitos	8	2.4	3100	2920	180	0.741	24.3
Qda sin Nombre(vial III)	9	2.2	3000	2909	91	0.396	23
Qda. Las Candelarias	10	2.1	2960	2876	84	0.372	22.6
Qda. (vial IV)	11	0.8	2909	2876	33	0.135	24.5
Est. La Vuelta Grande	12	3.0	2876	2780	96	0.347	27.7
Qda. Aguada	13	1.4	2940	2780	160	0.548	29.2
Qda. Mojoncilio	14	1.7	2960	2780	180	0.596	30.2
Qda. Chaupi Uno III	15	2.2	2780	2720	60	0.330	18.2
Qda. Paychilo	16	4.0	2820	2720	100	0.299	33.4
Est. Chaupi Uno	17	6.8	2720	2600	120	0.433	27.7
Qda. (vial V)	18	1.4	2700	2600	100	0.306	32.7
Qda. (vial VI)	19	0.4	2600	2580	20	0.057	35
Qda. Chaupi Uno II	20	0.5	2580	2540	40	0.112	35.6
Qda. Viuda Loma	21	3.8	2590	2540	50	0.215	23.3
Qda. Chaupi Uno I	22	4.1	2540	2460	80	0.204	39.3

Fuente: Google Earth y Diseño Final (Fase II), Carretera Potosí- Tarija.

### 2.5.2. Características topográficas del entorno

Las Subcuencas de la cuenca del río Chaupi Uno son caracterizadas, por los rasgos geológicos observados principalmente los relieves bajos y altos, los cerros presentan formas redondeadas donde se trata de dureza baja y muestran algunas crestas en lugares de mayor dureza, en lo que respecta a las quebradas afluentes de segundo orden muestran pendientes altas y abruptas a manera de gargantas, contrariamente a los tributarios de primer orden que son de mayor longitud.

El principal agente móvil de erosión es el agua sobre todo en verano realizando el lavaje de pendiente desgastando las partes altas de las serranías y erosionando el lecho de los valles jóvenes (quebradas).

### **2.5.2.1. Relieve**

El relieve del área de estudio esta definido por la marcada topografía de la zona, donde se presentan serranías altas y valles bien profundos bien trabajados por la erosión fluvial. El proceso exógeno de desgaste como la erosión ha originado valles donde sus flancos han resultado con pendientes pronunciadas dando la apariencia de paredes verticales, por ello quedan pocos sectores de planicie en el área.

## **2.6. Drenaje superficial**

El drenaje es uno de los tres aspectos especiales requeridos para llegar a obtener aun adecuada superficie de explanación para el apoyo del firme, el drenaje es uno de los más importantes en el presente estudio es decir:

- ☞ Protección a la explanada, entre otras estructuras contra la acción destructiva del agua.

La eliminación del agua es un aspecto capital en el éxito o en el fracaso de una infraestructura viaria, incluso en las carreteras locales, aunque en este caso los dispositivos para ello sean más sencillos. El sistema de drenaje esta formado por los elementos dispuestos en la obra para minimizar la influencia estructural y funcional del agua.

### **2.6.1. Flujo difuso**

La circulación de este flujo es sobre la superficie (más o menos plana) de la infraestructura, como la plataforma o los taludes, o del terreno cerca de aquella.

### **2.6.2. Flujo concentrado**

Circula por los elementos longitudinales (cunetas y cauces) que recogen el agua procedente del flujo difuso y por las obras transversales que ande permitir el paso bajo la carretera de corrientes de agua ocasional o permanente para este flujo y el anterior.

### **2.6.3. Flujo por medios porosos**

Cuya circulación es por las del firme, por las capas y zanjas denantes y por el cuerpo de los rellenos y de los desmontes al que se denomina drenaje subterráneo.

### **2.6.4. Principios básicos de drenaje**

Las actuaciones que deben prescindir todas las actuaciones es no obstaculizar el paso del agua y evitar que esta quede retenida.

El agua que esta fuera debe permanecer fuera: hay que dejar que pase, si tiene que hacerlo, o evacuarla rápidamente para que no entre en la infraestructura. El agua que esta dentro debe salir lo antes posible.

Es necesario diseñar el drenaje de manera que se limiten los daños a la propia obra, a la carretera y al entorno.

Los daños e inconvenientes producidos por el agua se pueden agrupar en:

a) Riesgos para la circulación

- ☞ Deslizamiento
- ☞ Aumento de la incomodidad y de la inseguridad al circular tras otros vehículos (proyección de agua)
- ☞ Interrupción de la circulación

b) Daños a la infraestructura (explanaciones)

- ☞ Asiento de los rellenos
- ☞ Inestabilidad de los taludes.
- ☞ Erosiones superficiales en los taludes.
- ☞ Disminución de la capacidad de soporte de las explanadas.

c) Daños a la súper estructura (firme):

- ☞ Protección de las grietas.
- ☞ Contaminación de las capas granulares.
- ☞ Erosión interna de los materiales granulares y de algunos suelos.
- ☞ Separación de las capas del firme.
- ☞ Otros daños a la integridad del firme

d) Daños a la propia obra de drenaje y a los cauces:

- ☞ Erosiones y socavaciones.
- ☞ Aterramientos

e) Daños a terceros, que suelen referirse a la superficie que resulta inundada aguas arriba de la carretera debido a su presencia. Se suelen distinguir entre daños catastróficos y no catastróficos, según la naturaleza y la superficie de los terrenos y, en su caso, construcciones que resultan inundados. Se consideran daños catastróficos los que impliquen un riesgo de graves daños personales, la pérdida de vidas humanas o la afección a núcleos habitados o

industriales; entonces es preciso modificar el diseño del drenaje y, si fuera imposible evitarlos, había que expropiar las construcciones y terrenos afectados.

## **2.7. Hidrológica**

### **2.7.1. Introducción**

La hidrología juega un papel muy importante en el presente estudio por ser uno de los parámetros más importantes en el modelado de la simulación por inundación, continuación solo se presentaran los resultados de calibración de la ecuación de Gumbel, curvas “I.D.F”., y los caudales finales. El estudio hidrológico detallado se muestra en el Anexo II, donde el correcto procedimiento y obtención de los resultados finales depende fundamentalmente de los datos con los que se cuenta y si estos son confiables. Estos estudios estarán basados únicamente a las precipitaciones máximas en 24 horas, considerando que en la cuenca los caudales solo se presentan en los meses de Noviembre a Febrero.

El objetivo principal de estos análisis será la estimación de los caudales máximos en la zona y definir el caudal de diseño para distintos periodos de retorno. Estos caudales serán determinantes para desarrollar el modelo hidráulico de simulación por inundación, aplicando el software HEC-RAS Beta 4.0.

**El estudio hidrológico a detalle se muestra en el Anexo II**

### **2.7.2. Estudio de las lluvias máximas**

Las lluvias máximas están caracterizadas por ser extremos que no ocurren con frecuencia, de acuerdo a la experiencia, las lluvias máximas solo se repiten una vez en 10, 20, 50 años, cuanto mayor sea la cantidad de lluvia caída, mas tiempo tardara en volver a producirse esa precipitación de la misma magnitud o que pueda ser superada.

Para determinar las avenidas máximas, por lo general en nuestro medio se hace uso de estas lluvias que no son tan confiables como las lluvias registradas de un pluviógrafo, que nos indica a parte de la cantidad de precipitación la intensidad con que ha caído en un determinado tiempo. Sin embargo la falta de información pluviográfica, que es una característica de esta parte del país, por lo cual, el problema se presenta como algo muy complejo y de difícil solución, que induce a realizar meras estimaciones.

La estación climatológica de El Tejar y las demás estaciones pluviométricas que han sido seleccionados para el estudio hidrológico, están consideradas, como las más confiables estas estaciones se observan en el (Cuadro N° 2.2)

**Cuadro N° 2.2**  
**Estaciones pluviométricas en la zona**

N°	Estación	Latitud	Longitud	Altitud (m.s.n.m.)	Años de Observación
1	El Puente	21° 15' 00"	65° 12' 00"	2345	23
2	El Molino	21° 16' 06"	65° 02' 42"	2734	27
3	Iscavachi	21° 29' 00"	64° 58' 00"	3450	29
4	Aeropuerto	21° 32' 48"	64° 42' 39"	1849	53
5	Tucumillas	21° 27' 40"	64° 49' 52"	2557	29
6	El Tejar	21° 32' 35"	64° 43' 16"	1859	38

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI.

### 2.7.3. Precipitaciones de gran intensidad y poca duración

Las series de valores máximos para tiempos de media hora, una hora y dos horas, obtenidas de la información pluviográfica de la estación el Tejar (Tarija) son analizadas también con la ecuación de Gumbel, obteniéndose los parámetros de la distribución (Cuadro 2.3) y las precipitaciones máximas correspondientes a periodos T (años) para cada tiempo t (horas).

$$HTt = Et * (1 + Kt * \log (T)) \quad (2.1)$$

Donde:

HTt = Precipitación máxima en (mm) para un periodo de retorno T  
en (años) y un tiempo t en (horas)

Et = Valor moda de precipitación máxima (mm)

Kt = Característica de la distribución.

T = Periodo de retorno (años)

**Cuadro N° 2.3**  
**Parámetros estadísticos del pluviógrafo para diferentes tiempos**

Parámetros	Tiempo en (hr.)		
	0,5 hr.	1,0 hr.	2,0 hr.
Media (mm)	24,000	33,769	48,400
Desviación Estándar (mm)	11,747	16,187	22,262
Moda (mm)	18,714	26,485	38,382
Característica (mm)	1,127	1,097	1,041

Fuente: Elaboración propia.

Con los valores obtenidos del cuadro anterior y del mismo modo se calculan las precipitaciones para diferentes periodos de retorno (Cuadro N° 2.4)



**Cuadro N° 2.4**  
**Precipitaciones máximas para periodos de retorno T (años)**

Periodo de Retorno (años)	Lluvia Máxima en (mm) para		
	0,5 horas	1,0 horas	2,0 horas
10	39,80	55,54	78,34
20	46,15	64,29	90,37
25	48,20	67,10	94,24
50	54,55	75,85	106,27
100	60,90	84,59	118,29

Fuente: Elaboración Propia.

### 2.7.3.1. Calibración de la ecuación de Gumbel

Como se dispone de suficiente datos pluviográficos en la región, es necesario disponer de un instrumento que pueda estimar las precipitaciones máximas de diferentes duraciones inferiores o superiores a las diarias a partir de los datos pluviométricos, esto se obtiene mediante la calibración de la ecuación de Gumbel con el pluviógrafo.

Para ello se utiliza la ley de regresión de los valores modales, dentro de la cual se conoce un punto, el valor modal de la lluvia diaria.

$$Et = Ed \left( \frac{t}{td} \right)^B \quad (2.2)$$

Donde:

$Et$  = Valor modal para un tiempo  $t$  en horas

$Ed$  = Valor modal de la lluvia diaria.

$t$  = Tiempo en horas.

$td$  = Tiempo correspondiente a la lluvia diaria.

$B$  = Exponente.

Esta es una ecuación de tipo exponencial, que aplicando logaritmos se transforma en una ecuación lineal.

$$\ln(Et) = \ln(Ed) + B * \ln(t/td) \quad (2.3)$$

Donde:

$Et$  = Valor modal (mm)

$t$  = Tiempo en (horas)

$td$  = Tiempo correspondiente a la lluvia diaria (horas)

Una vez transformada se convierte en una ecuación de una recta y  $B$  representa la pendiente de la recta.

Para la nueva ecuación de la recta,  $t_d$  es el parámetro que representa el tiempo de duración de la lluvia con una determinada intensidad, es quizás el valor más importante para el diseño de estructuras hidráulicas.

Este valor puede variar de un lugar a otro, ya que las lluvias no son uniformes en una región, la determinación de este valor se hace con observaciones y registros realizados mediante el pluviógrafo durante un largo periodo de tiempo.

Por lo general los proyectos ejecutados en nuestra región, este valor se asume 12 horas, un valor relativamente alto, tomando en cuenta las observaciones hechas en nuestra región, las lluvias fuertes tienen duraciones menores a 12 horas.

Esto podemos comprobar con el pluviógrafo, el mismo que durante el tiempo que estuvo funcionando, ha registrado en el pluviograma que las lluvias de gran intensidad no pasan de 2 horas, salvo la lluvia del 24-Enero-00 que es de 6 horas pero con una intensidad menor.

Apoyados en la lectura del pluviógrafo del Tejar, se determina a este valor  $t_d$  igual a dos horas. Valores Válidos y aplicados solo a cuencas pequeñas de nuestra región.

El coeficiente  $B$ , obtenido del pluviógrafo, que según recomendaciones varía entre 0.2 y 0.3 de acuerdo a la zona a estudiarse, en nuestra región se asume 0.20 un valor incierto.

Del mismo modo para obtener este el coeficiente  $B$  se recurre al pluviógrafo de la estación del Tejar.

Con los parámetros estadísticos estimados de las estaciones: Aeropuerto, Tucumillas y el Tejar, se determino los valores ponderados de la moda y característica, para luego reemplazar estos valores en la ecuación de Gumbel modificada, se obtiene:

$$H(dt) = 47.737 * (1 + 0.713 * \log(T))$$

Ecuación que nos da la altura de lluvia diaria en función al periodo de retorno, pero no nos indica el tiempo ( $t$ ) de la duración de la precipitación, para determinar este tiempo se requiere de del valor de ( $t_d$ ) y del coeficiente ( $B$ ), ya habiendo determinado ( $t_d$ ) y para determinar ( $B$ ) recurrimos al pluviógrafo.

Con los datos extractados del pluviograma y estimados sus parámetros estadísticos para los tiempos de media hora, una hora y dos horas, pasamos a determinar el valor del coeficiente

B, que es igual a 0.50, obtenida con el valor de la precipitación para dos horas y con (td) igual a 2 horas de las bandas del pluviógrafo, reemplazadas en la ecuación de Gumbel.

$$B = 0.50 \quad Et = Ed \left( \frac{t}{td} \right)^\beta \quad (2.4)$$

$$td = 2.0 \text{ horas}$$

Reemplazando se tiene:

$$Et = Ed \left( \frac{t}{2.0} \right)^{0.5}$$

Combinando esta ecuación con la ecuación de Gumbel modificada se tiene la ecuación final para determinar las precipitaciones menores a dos horas en función al periodo de retorno en años.

$$H_{(dt)} = E_d * \left( \frac{t}{2,0} \right)^{0.5} * (1 + K_d * \log T) \quad (2.5)$$

Procediendo del mismo modo para duraciones mayores a 2 horas se tiene B igual a 0.20 y el valor de td se mantiene en 2 horas.

$$H_{(dt)} = E_d * \left( \frac{t}{2,0} \right)^{0.2} * (1 + K_d * \log T) \quad (2.6)$$

Con los nuevos valores de (td) y (B) obtenidos del análisis del pluviógrafo, se tiene las ecuaciones anteriores para determinar las precipitaciones menores y mayores a dos horas en función al periodo de diseño solo para aplicarla a nuestra región.

Con los parámetros estadísticos estimados de las estaciones: Aeropuerto, Tucumillas y El Tejar, valores ponderados de la moda y característica, aplicadas a la ecuación de Gumbel calibrada comprobaremos la efectividad de la ecuación.

### 2.7.3.2. Aplicación de la ecuación

El principal objetivo que nos lleva a determinar y calibrar la ecuación de Gumbel modificada, es poder contar con una ecuación adecuada a nuestra región y determinada en función a las características hidrológicas de la zona.

Una vez comparada y demostrada la valides de nuestra ecuación, la cual será aplicada a las estaciones pluviométricas de: El Puente, Iscayachi y El Molino.

A continuación se calculan los parámetros estadísticos de cada estación pluviométrica indicada, donde se observa la poca diferencia que existe entre los valores característicos y modales (Cuadro 2.5).

**Cuadro N° 2.5**  
**Parámetros estadísticos finales**

Estación	Media	Desviación Estándar	Moda	Característica
El Puente	30,42	12,56	24,77	0,91
El Molino	27,31	10,29	22,69	0,81
Iscayachi	27,25	9,54	22,96	0,75
Promedio Ponderado			<b>23,473</b>	<b>0,823</b>

Fuente: Elaboración propia.

Con los valores obtenidos del análisis del pluviógrafo, se tiene la ecuación calibrada para determinar las precipitaciones menores y mayores a dos horas en función al periodo de retorno en años, se recomienda hacer uso de la ecuación solo para cuencas pequeñas que se encuentren en nuestra zona (Tarija)

Para evitar confusiones en la ecuación ya que se reemplazaran los parámetros moda y característica de las estaciones que contribuyeron a calibrar la ecuación.

Las mismas serán reemplazadas por los parámetros de las estaciones cercanas a la zona de estudio que son: el Molino, Iscayachi y el Puente.

$$ht_T = Ed_T * \left(\frac{t}{2}\right)^{0.5} * (1 + Kd_T * \log T) \quad t \text{ menor o igual a } 2\text{hr.}$$

$$ht_T = Ed_T * \left(\frac{t}{2}\right)^{0.2} * (1 + Kd_T * \log T) \quad t \text{ mayores a } 2 \text{ hr.}$$

Finalmente reemplazando los nuevos parámetros moda y característica de los pluviómetros de la zona de estudio tenemos:

$$ht_T = 23.473 * \left(\frac{t}{2}\right)^{0.5} * (1 + 0.823 * \log T) \quad t \leq 2 \text{ hr.}$$

$$ht_T = 23.473 * \left(\frac{t}{2}\right)^{0.2} * (1 + 0.823 * \log T) \quad t > 2 \text{ hr.}$$

### 2.7.3.3. Precipitaciones de diseño

La precipitación de diseño será determinada de acuerdo a las lluvias máximas registradas en las estaciones pluviométricas de. El Molino, Iscayachi y El Puente. El Cuadro 2.6 presenta las precipitaciones de diseño, para diferentes periodos de retorno.

Los parámetros estadísticos promedio de las tres estaciones, reemplazadas en la ecuación de Gumbel modificada, nos permitirá determinar las precipitaciones máximas diarias para los periodos de retorno de 10, 20, 25, 50 y 100 años. (Cuadro 2.6).

**Cuadro N° 2.6**  
**Precipitaciones máximas diarias de diseño**

<b>Periodo de Retorno T (años)</b>	<b>Precipitaciones máximas (mm)</b>
10	42,79
20	48,61
25	50,48
50	56,29
100	62,11

Fuente: Elaboración propia.

### 2.7.3.4. Curvas intensidad duración y frecuencia

La intensidad es la cantidad de agua que cae en un tiempo dado. La duración de la lluvia es el tiempo durante el cual la misma precipita sobre la zona en estudio.

En los siguientes cuadros se muestra: (altura de lluvia–duración–frecuencia); (Cuadro 2.7); (intensidad–duración–frecuencia); (Cuadro N° 2.8); que corresponde a la media ponderada de las estaciones que se encuentran próximas al área de estudio, obtenidas mediante la ecuación de Gumbel calibrada con los registros del pluviógrafo.

Por ultimo los valores obtenidos para las curvas se grafican y se muestran en las siguientes (Fig. 2.4) y (Fig. 2.5).

**Cuadro N° 2.7**  
**Altura de Lluvia – Duración – Frecuencia**

<b>Periodo</b>	<b>Precipitación (mm)</b>																	
<b>Retorno</b>	<b>Duración de Lluvia "t" (hr)</b>																	
<b>T (años)</b>	<b>0,25</b>	<b>0,34</b>	<b>0,36</b>	<b>0,39</b>	<b>0,43</b>	<b>0,5</b>	<b>0,55</b>	<b>0,63</b>	<b>0,85</b>	<b>0,9</b>	<b>0,92</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>
10	15,13	17,65	18,16	18,90	19,85	21,40	22,44	24,02	27,90	28,71	29,03	30,26	42,80	49,16	53,32	56,47	59,05	61,25
20	17,19	20,05	20,63	21,47	22,54	24,31	25,50	27,29	31,70	32,61	32,97	34,38	48,62	55,85	60,57	64,15	67,08	69,57
25	17,85	20,82	21,42	22,30	23,41	25,25	26,48	28,34	32,92	33,87	34,25	35,70	50,49	58,00	62,90	66,62	69,66	72,25
50	19,91	23,22	23,89	24,87	26,11	28,16	29,53	31,60	36,71	37,77	38,19	39,82	56,31	64,68	70,15	74,30	77,69	80,58
100	21,97	25,62	26,36	27,44	28,81	31,06	32,58	34,87	40,50	41,68	42,14	43,93	62,13	71,37	77,40	81,98	85,72	88,90

Fuente: Elaboración propia

Como podemos apreciar, no solo se calcularon las alturas de lluvias como se acostumbra solo para tiempos de 1, 2, 4, 6, 8, 10 y 12 horas, sino también se determinaron para cada subcuenca con su respectivo tiempo de concentración.

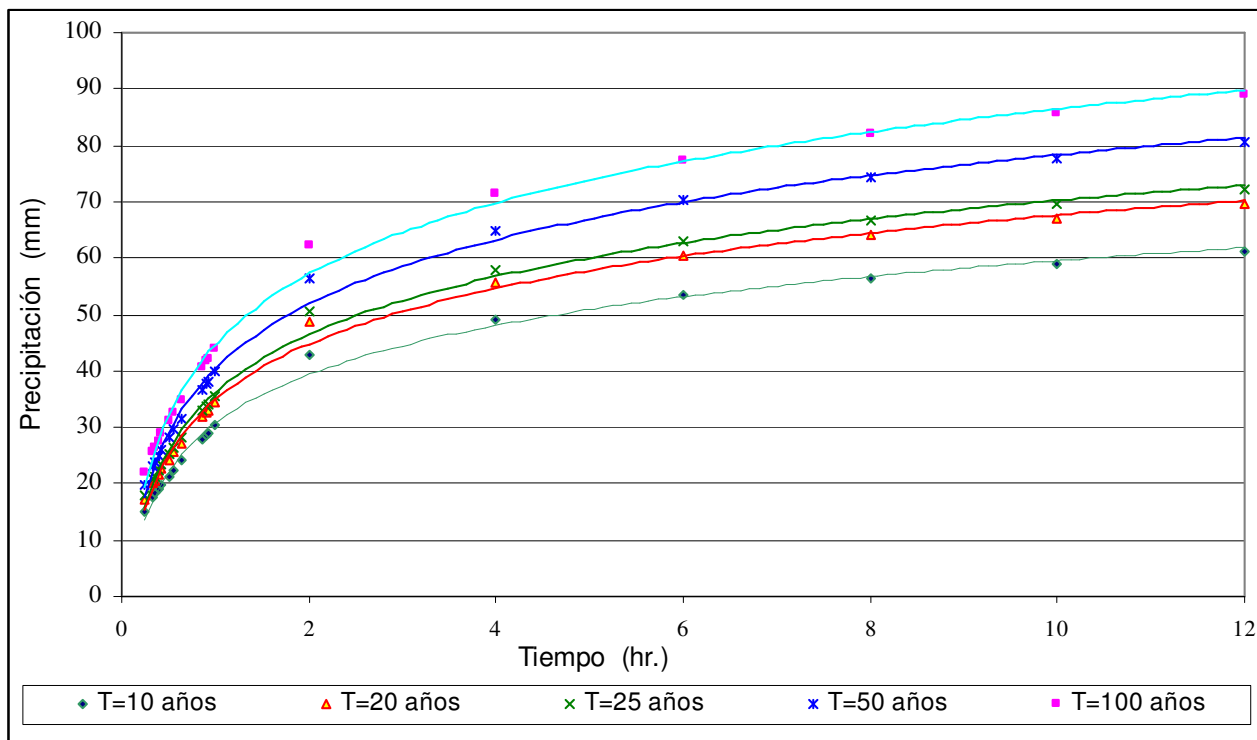
Este proceso se lo realizo con el propósito de tener una mejor apreciación de los resultados obtenidos

**Cuadro N° 2.8**  
**Intensidad - Duración - Frecuencia**

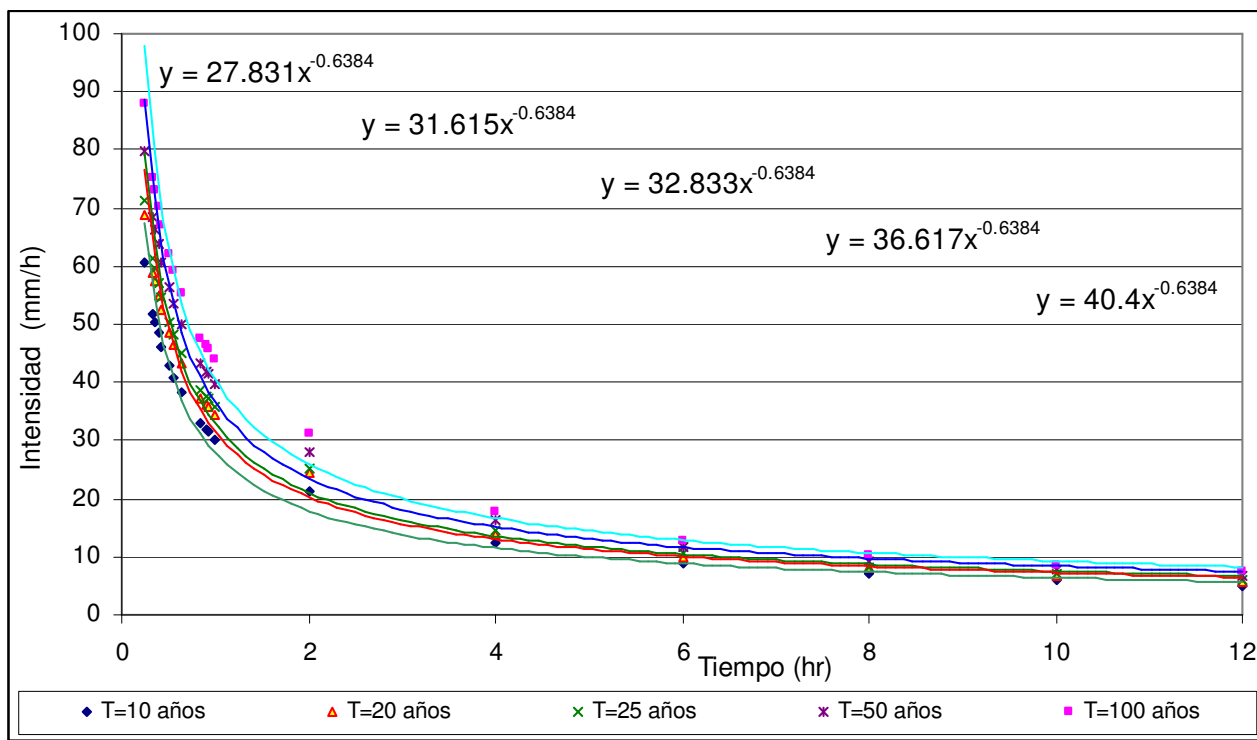
<b>Periodo</b>	<b>Intensidad (mm/h)</b>																	
<b>Retorno</b>	<b>Duración de Lluvia "t" (hr)</b>																	
<b>T (años)</b>	<b>0,25</b>	<b>0,34</b>	<b>0,36</b>	<b>0,39</b>	<b>0,43</b>	<b>0,5</b>	<b>0,55</b>	<b>0,63</b>	<b>0,85</b>	<b>0,9</b>	<b>0,92</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>
10	60,53	51,90	50,44	48,46	46,15	42,80	40,81	38,13	32,83	31,90	31,55	30,26	21,40	12,29	8,89	7,06	5,91	5,10
20	68,76	58,96	57,30	55,05	52,43	48,62	46,36	43,31	37,29	36,24	35,84	34,38	24,31	13,96	10,09	8,02	6,71	5,80
25	71,41	61,23	59,50	57,17	54,45	50,49	48,14	44,98	38,73	37,63	37,22	35,70	25,25	14,50	10,48	8,33	6,97	6,02
50	79,63	68,29	66,36	63,76	60,72	56,31	53,69	50,16	43,19	41,97	41,51	39,82	28,16	16,17	11,69	9,29	7,77	6,71
100	87,86	75,34	73,22	70,35	66,99	62,13	59,24	55,35	47,65	46,31	45,80	43,93	31,06	17,84	12,90	10,25	8,57	7,41

Fuente: Elaboración propia

**Figura N° 2.4**  
**Curva Altura – Duración – Frecuencia**



**Figura N° 2.5**  
**Curva Intensidad – Duración - Frecuencia**



## **2.7.4. Estimación de caudales**

### **2.7.4.1. Caudales máximos**

Una parte importante de los estudios hidrológicos de crecidas requieren exclusivamente el valor del caudal máximo de diseño.

En los estudios de drenaje de aguas de lluvias la protección de márgenes contra la acción de ríos, proyectos de puentes, cruces subfluviales, y control de inundaciones es necesario conocer los caudales de crecida que se van a utilizar en los diseños de las obras civiles correspondientes.

Existen varios métodos empíricos propuestos por diferentes autores, estos resultados son tan variados que para asumir un método como valedero es necesario realizar comprobaciones en el terreno o la experiencia suficiente del proyectista profesional.

La determinación del caudal máximo de diseño es de fundamental importancia para el diseño de las obras hidráulicas (en el curso de la quebrada de Chaupi Uno paralela al eje de la carretera), los mismos que fueron estimados a partir de formulas empíricas.

Para el presente trabajo la estimación de las máximas crecidas será mediante formulas empíricas, para comprobar la validez de los resultados obtenidos estos serán comparados con mediciones de campo realizadas a las últimas crecidas que fueron causantes del deterioro de la carretera y especialmente a las obras hidráulicas.

### **2.7.4.2. Estimación de caudales máximos, método racional**

Realizaremos el análisis hidrológico para cada subcuenca utilizando los dos métodos que fueron seleccionados como los más adecuados con los que se cuenta:

Como se muestra en el cuadro anterior cada subcuenca, cuenta con un área de drenaje inferior a los 10 Km<sup>2</sup>., rango señalado por algunos autores como el adecuado para efectos de uso de la formula Racional, debido a que las hipótesis del método en ese tamaño de cuencas se cumplirían razonablemente.

Al respecto cabe destacar los efectos de almacenamiento que en cuencas de esta magnitud no son considerables, además conociendo el relieve de las subcuencas, todas presentan pendientes elevadas por lo que en ellas predomina el escurrimiento.



El concepto básico del método Racional, es asumir que el máximo escurrimiento ocurre cuando la totalidad de la cuenca esta contribuyendo al escurrimiento y que el escurrimiento máximo es igual a cierto porcentaje de la intensidad de la lluvia promedio.

La ecuación del método racional es:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} \quad (2.7)$$

Donde:

Q = caudal máximo (m<sup>3</sup>/s)

C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

A = Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

Los resultados obtenidos del calculo realizado por el método Racional, para cada subcuenca se muestra En el Cuadro 2.9.

Inicial mente se calcularon caudales para periodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años, de las primeras 10 subcuencas, con el objeto de comparar con el método hidrograma triangular para posteriormente definir, con cual de los métodos se estimaran los caudales finales. En el cuadro siguiente se presenta los resultados de los caudales por el método racional ya definido en el estudio hidrológico (Ver Anexo II).

**Cuadro N° 2.9**  
**Caudales Máximos Obtenidos por el Método Racional**

Quebrada	Subcuenca	Caudal Máximo en (m3/s)			
		Periodo de Retorno T en (años)			
		10	25	50	100
Qda. Grande	C 1	33,172	42,566	50,343	58,713
Qda. Puesto	C 2	32,610	41,816	49,433	57,628
Qda sin Nombre (vial I)	C 3	9,735	12,501	14,792	17,258
Qda. Pirhua Cancha	C 4	12,406	15,919	18,827	21,957
Qda. Grande I	C 5	22,928	29,448	34,848	40,663
Qda. Totorillas	C 6	33,990	43,583	51,521	60,061
Qda. (vial II)	C 7	9,818	12,603	14,909	17,391
Qda. Los Mollecitos	C 8	15,367	19,716	23,315	27,189
Qda sin Nombre (vial III)	C 9	12,833	16,470	19,481	22,722
Qda. Las Candelarias	C 10	13,447	17,251	20,401	23,790

Fuente: Elaboración propia.

### 2.7.4.3. Caudales máximos finales

Luego del análisis y conociendo los destrozos que fueron causados por las crecidas en la cuenca de Chaupi Uno debido a que no se estimaron los caudales de diseño adecuadamente, como fue realizada en el presente estudio donde los caudales son algo elevados.

Considerando estos resultados elevados, y no así ese criterio de pensar siempre en la economía, por lo que el criterio de la elección de cual será el método que mejor se ajuste, nos vamos por el lado de los resultados se elige el método racional. En el Cuadro 2.10 se muestran los caudales finales para periodos de retorno de 10, 20, 25, 50 y 100 años, para las 22 subcuencas respectivamente.

**Cuadro N° 2.10**  
**Caudales máximos finales**

Quebrada	Subcuenca	Caudal Máximo en (m <sup>3</sup> /s)				
		Periodo de Retorno T en (años)				
		10	20	25	50	100
Qda. Grande	C 1	33.172	40.161	42.566	50.343	58.713
Qda. Puesto	C 2	32.610	39.459	41.816	49.433	57.628
Qda sin Nombre(vial I)	C 3	9.735	11.793	12.501	14.792	17.258
Qda. Pirhua Cancha	C 4	12.406	15.019	15.919	18.827	21.957
Qda. Grande	C 5	22.928	27.778	29.448	34.848	40.663
Qda. Totorillas	C 6	33.990	41.127	43.583	51.521	60.061
Qda.(vial II)	C 7	9.818	11.890	12.603	14.909	17.391
Qda. Los Mollecitos	C 8	15.367	18.603	19.716	23.315	27.189
Qda sin Nombre(vial III)	C 9	12.833	15.539	16.470	19.481	22.722
Qda. Las Candelarias	C 10	13.447	16.277	17.251	20.401	23.790
Qda. (vial IV)	C 11	6.001	7.267	7.702	9.110	10.626
Est. La Vuelta Grande	C 12	18.948	22.937	24.310	28.747	33.523
Qda. Aguada	C 13	10.757	13.022	13.801	16.321	19.032
Qda. Mojoncilio	C 14	11.546	13.976	14.813	17.517	20.427
Qda. Chaupi Uno III	C 15	14.224	17.223	18.256	21.593	25.186
Qda. Paychilo	C 16	20.867	25.263	26.776	31.668	36.933
Est. Chaupi Uno	C 17	32.584	39.449	41.812	49.451	57.672
Qda. (vial V)	C 18	9.508	11.510	12.199	14.426	16.822
Qda. (vial VI)	C 19	4.262	5.159	5.468	6.466	7.541
Qda. Chaupi Uno II	C 20	5.328	6.449	6.835	8.083	9.426
Qda. Viuda Loma	C 21	16.494	19.969	21.165	25.032	29.193
Qda. Chaupi Uno I	C 22	22.453	27.183	28.812	34.075	39.741

**Fuente:** Elaboración propia.

## CAPÍTULO III

### EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DE LAS EXPLANACIONES

#### 3.1. Introducción

La superficie obtenida con las explanaciones, sobre las que se apoya la superestructura, se denomina explanada. Constituye el soporte directo del firme, por lo que debe tener una resistencia y una regularidad geométrica adecuada.

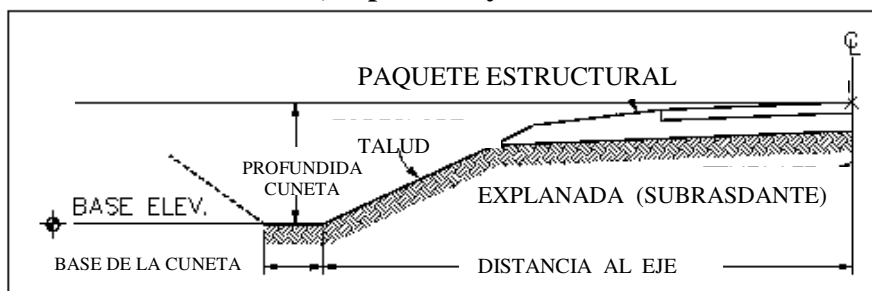
En el diseño del paquete estructural (firme), los factores fundamentales que intervienen son; el tráfico previsto de vehículos pesados y las características resistentes del cimiento, la cual es representada por la capacidad de soporte de la explanada. En nuestro medio, al estudiar las explanaciones (cimiento del firme), se ha centrado la atención en las últimas capas de la obra de tierra (la coronación, típicamente los 0.50 a 1.0 m. superiores). Actualmente, la tendencia es analizar no solo la resistente de la coronación, sino también el de su apoyo.

En el presente estudio se trata de caracterizar los materiales existentes en todo el conjunto que puede influir en el comportamiento del firme. Aunque el espesor considerado es variable según el procedimiento aplicado (puede llegar a los 2.0 m. todo el conjunto), es aconsejable considerar siempre un espesor de al menos 1.0 m.

Por comodidad parece más correcto reservar la palabra explanada para aludir exclusivamente las características geométricas finales de las obras de tierra y cimiento del firme para referirse a las características resistentes de los materiales que conforman la parte superior de esta obra de tierra, que llegaría a ser el paquete estructural. (Ver figura 3.1).

En nuestro medio solo le damos importancia a la estructura del firme, base, subbase y la carpeta, cometiendo un gran error, que hasta a hora nos estamos dando cuenta que el cimiento del firme y las explanaciones requieren mayor inversión.

**Figura N° 3.1**  
**Sección de firme, explanada y cimiento del firme**



El comportamiento del paquete estructural (firme) depende en gran medida de las características de los suelos sobre los que se apoya. Por otro lado, las capas del firme deben distribuir las cargas de tráfico a fin que las presiones que llegan a la explanada sean suficientemente reducidas, de manera que no se produzcan deformaciones, ya que si se producen tales deformaciones en la explanada afectaría a la subbase, base y reflejando el deterioro en la capa de rodadura.

### **3.2. Problemas geotécnicos**

La aparición de problemas relacionados con la naturaleza y las características del terreno y de los materiales de él excavado para las explanaciones durante la construcción o durante la explotación de las carreteras, ha llevado a que actualmente se considere imprescindible invertir los recursos suficientes en el reconocimiento del terreno previos a la construcción. El objetivo es conocer los materiales que van hacer utilizados en la explanada de la manera más precisa posible, debiendo evitar su mera estimación.

Los esfuerzos empleados en los reconocimientos previos deben estar en relación directa con la complejidad del terreno y con la importancia de la obra.

### **3.3. Antecedentes previos**

La situación actual de la carretearen, en la zona de estudio, que comprende El Puente-Iscayachi, se encuentra en estado critico desde aproximadamente 2 años, fecha en que la ejecución del pavimentado, se paralizó no solo El Puente-Iscayachi, si no, todo el proyecto Potosí –Tarija. Lo preocupante es que, a meses de ser pavimentado el tramo en estudio, una crecida en la quebrada que va paralela a la carretera, ocasiono daños de carácter desastrosos.

Debido a las precipitaciones pluviales ocurridas en el mes de Febrero del 2007 en la carretera Potosí – Tarija, se realizó la inspección visual, entre las progresivas Km. 0+000 y 43+148 del tramo IV que comprende El Puente – Iscayachi, especialmente en el drenaje superficial, observándose la influencia del sistema de drenaje transversal para drenar al caudal sólido y líquido, originándose aperturas de nuevos cursos de agua, estancamientos, derrumbes, depósitos de material de arrastre y el desborde de algunas de las alcantarillas, lo que origino al mismo tiempo el desborde de la quebrada.

Al parecer los caudales estimados con los que se diseñaron todas las obras hidráulicas y en si la misma estructura de la carretera, no cumplían con los mínimos parámetros de diseño.

### 3.4. Metodología

Una ejecución correcta de las explanaciones debe prever los posibles problemas geotécnicos, de forma que se evite su aparición o, al menos, que tenga un tratamiento preventivo adecuado en tiempo y recursos. Los principales problemas geotécnicos pueden clasificarse en:

- ☞ Los producidos por las características del terreno natural.
- ☞ Los derivados de una construcción defectuosa o inadecuada.
- ☞ Los provocados por la acción del agua sobre la infraestructura y sus inmediaciones.

Como ya se señaló anteriormente, el reconocimiento previo debe ser específico y con relación directa con la complejidad del deterioro y la importancia de la estructura.

Los objetivos del presente trabajo son dos. Por un lado, realizar la evaluación geotécnica del perfil de la carretera, cuya geometría vertical está al mismo nivel o por debajo del nivel de la quebrada.

En segundo lugar se realizará la simulación por inundación, cuyos resultados nos permitan evaluar con criterios que permitan juzgar la calidad de la solución, la solución óptima será la mejor valorada de todas las alternativas de soluciones. Para lo cual se desarrollará un modelo hidráulico, aplicando el software HEC-RAS. Beta 4.10. Programa que realiza la llegada del río, para diferentes caudales, los incrementos de estos caudales y el proceso de la simulación, nos permite observar desde distintos ángulos y perfiles en tres dimensiones.

Por otra parte demostrar que, la cota máxima a la que puede llegar los caudales máximos, supera en varios tramos de la zona de estudio, a la cota de la plataforma y donde la explanada objeto del estudio queda totalmente sumergida. Para esta demostración se tuvo que realizar el estudio hidrológico con mucha precisión ya que de ello depende gran parte de las alternativas de solución.

#### 3.4.1. Inspección del estado

Se ha procedido a efectuar un recorrido del tramo a partir de la progresiva 4+000 a la 23+293 Km. Puesto Grande, donde se ha efectuado un levantamiento del daño y la progresiva de ubicación, tanto de manera técnica, como también con registros fotográficos.

Esto en cuanto a la inspección de campo, por otro lado por medio de las fuentes de información, encontramos información previa a la evaluación de los reconocimientos. En general se trata de los planos topográficos del IGM a escala 1:50.000, estas se verificaron y complementaron mediante la identificación de campo del curso de las quebradas más importantes, además de los cruces de cauces a todo lo largo del tramo, específicamente la quebrada cuyo flujo de agua es paralelo al eje de trazado de la carretera. Estos fueron georeferenciados a través de la utilización de sistemas de posicionamiento satelital (GPS), esta información fue proporcionada por la (ABC), además se pudo obtener imágenes Satelitales del Internet, por medio de la pagina geográfica Google Hearth.

Recopilada la información nombrada anteriormente, se procederá a cuantificar los daños observados en la inspección.

#### **3.4.1.1. Especificaciones y condiciones de diseño**

La evaluación para la conservación de las explanaciones esta mucho menos sistematizada que los de el paquete estructural (firmes) y pavimentos. Ello puede ser debido a la variabilidad de su naturaleza a lo largo de la carretera y a la dificultad de una eventual reparación.

En este capitulo se dedica una atención especial a los aspectos requeridos y/o condiciones necesarias para llegar a obtener una adecuada explanada y superficie de apoyo del paquete estructural (el firme).

Condiciones requeridas que deben contemplar las explanaciones son:

- ☞ Una suficiente homogeneidad longitudinal y transversal.
- ☞ Capacidad de soporte lo mas elevada posible y uniforme en tramos de una longitud apreciable (del orden de algunos cientos de metros).
- ☞ Estricta protección contra la acción destructiva del agua.

Para la evaluación geotécnica de las explanaciones, las condiciones mencionadas anteriormente se tomaran como parámetros normalizados que nos permitan facilitar el inventariado de los deterioros.

La mayor parte de evaluaciones en estructuras de tipo explanaciones por su complejidad y variabilidad de su naturaleza a lo largo de la carretera, las inspecciones son visuales

(generalmente apoyadas en reportajes fotográficos), en busca de deterioros aparentes como erosiones, desprendimientos, entre otros.

Las alturas mínimas recomendadas de la presencia de agua o del nivel freático bajo la explanada, se muestra En el Cuadro 3.2.

**Cuadro N° 3.1**  
**Profundidad mínima del nivel freático bajo la explanada**

Terreno natural subyacente	Profundidad mínima del nivel freático (cm.)	
	Absoluta	Recomendable
Marginal	120	160
Tolerable	100	140
Adecuado	80	120
Seleccionado o estabilizado	60	100

**Fuente:** Ingeniería de carreteras de Carlos Kramer vol. II

#### 3.4.1.2. Infraestructura

Para la correcta ejecución de las explanadas se debe prever los infaltables problemas geotécnicos, además de las condiciones anteriormente mencionadas, también se tomara en cuenta los problemas geotécnicos, ya que en nuestro medio estos, están presentes en la totalidad de las obras viales.

Los principales problemas geotécnicos producidos en nuestro medio son:

- ☞ Producidos por las características del terreno natural.
- ☞ Derivados de una construcción defectuosa o inadecuada.
- ☞ Provocados por la acción del agua sobre la infraestructura o sobre sus inmediaciones.

Por ultimo tomaremos en cuenta los siguientes conceptos que nos ayudaran en gran parte a realizar un diagnostico, que nos permita juzgar una mejor alternativa.

- ☞ Geometría de la explanada.
- ☞ Taludes laterales.
- ☞ Geometría superior de cada tongada.
- ☞ Pendiente longitudinal del apoyo del relleno.

La importancia de conocer a detalle las definiciones de los conceptos que tomaremos en cuenta de modo comparativo, para una mejor evaluación de las explicaciones (Cap. II).

#### **3.4.1.3. Inventario**

La importancia de los inventarios esta centrada específicamente en la inspección según la importancia de la obra proyectada. Los inventarios tienen por objeto recolectar información, con una relación detallada de los aspectos relevantes identificados visualmente. La información al ser detallada y objetiva puede llegar a convertirse en una fuente de información valiosa.

El inventariado de la existencia y localización de estructuras proyectadas, serán realizadas por inspección visual detallada.

#### **3.4.1.4. Inspección visual detallada**

El objetivo de la inspección visual detallada consiste en reconocer el tipo, la extensión y la gravedad de los deterioros. Para la identificación visual de estos aspectos, fueron obtenidos por medio del recorrido a pie. La gravedad de la degradación de las estructuras observadas serán evaluados según los parámetros que se tomaron a consideración anteriormente.

Una vez recopilada la información de la inspección visual detallada, contamos con los datos detallados de los aspectos relevantes identificados visualmente.

Para la adecuada evaluación de los problemas geotécnicos de las explanaciones es importante contar con las características de la traza como ser:

- ☞ Situación geológica.
- ☞ Características geotécnicas.
- ☞ Fotografías satelitales.
- ☞ Planos topográficos.

#### **3.4.1.5. Ficheros**

Un apoyo fundamental para la inspección visual es la existencia de catálogos de deterioros. Se trata de una colección de fichas en cada una de las cuales se incluye la denominación del deterioro correspondiente, su descripción, una explicación de sus posibles causas, el modo de cuantificación y una fotografía.



En el presente proyecto no se utilizaran catálogos de deterioros, ya que para la evaluación de las explanaciones los catálogos son muy limitado, la mayor parte de ellos tiene como objeto realizar inspecciones superficiales. Dedición tomada con el apoyo de la siguiente bibliografía, "SEGUIMIENTO DEL ESTADO DE LAS CARRETERAS PARA LA GESTIÓN DE SU CONSERVACIÓN tomos 1 y 2 catálogos de degradación".

Para la inspección visual detallada en el presente trabajo se realizara un formato de fichero para cada uno de los aspectos inventariado, de manera que la cuantificación de estos aspectos tenga un orden correlativo.

### FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 1

#### TIPO: Evaluación de la erosión y de los derrumbes de material sólido



### FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 1

#### TIPO: Evaluación de la erosión y de los derrumbes de material sólido

Debido al proceso acelerado de erosión que sufre actualmente gran parte de nuestro departamento, no fue la excepción las subcuencas de la quebrada cuyo flujo de agua en el sistema es paralelo al eje de trazado de la carretera.

En la inspección de campo, se ha efectuado un recorrido minucioso observándose que el área comprendida entre las progresivas 4+000 a la 23+293 Km., no solo transporta caudal líquido, sino importante cantidad de material sólido y en suspensión, que más allá se sedimentara, debido a que las subcuencas de aporte circundantes al trazo de la vía están en un acelerado y alto proceso de erosión.

**Los aspectos relevantes identificados visualmente son aquellos que,** expresan un acelerado proceso erosivo de las subcuencas de la quebrada de Chaupi Uno, donde se observa, el desprendimiento de cantidades considerables de material sólido, como se muestran en las fotografías. Este proceso tiene la presencia de lutitas en descomposición, esto debido al alto contenido de hierro, la oxidación hace que las lutitas se conviertan en material coluvial, el cual acompañado de las crecidas que, van en aumento por los efectos del niño, dando lugar a las llegadas de caudales acompañados de gran cantidad de material sólido.

## FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 2

### TIPO: Erosión en el pie de talud



## FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 2

### TIPO: Erosión en el pie de talud

La inspección de campo en varios puntos se ha constatado la presencia de erosión en el pie de talud de los rellenos y en la mayoría de estos puntos no solo presenta erosión sino la pérdida de al menos un 50 por 100 de talud, poniendo en riesgo gran parte de la infraestructura. La inspección visual, indica al igual que las fotos que la pérdida de talud se debe a la acción del agua que circula paralela al eje de la carretera.

**Los aspectos relevantes identificados visiblemente son,** el caudal que circula por la quebrada cuyo calado (tirante) sobre pasó el nivel de la explanada. Si consideramos que el caudal de la última crecida fue estimado para un ( $T$ ) periodo de retorno de 10 años tenía apenas meses como periodo de retorno, ni imaginar el caudal para un ( $T$ ) periodo de retorno de 100 años.

En este punto no mencionamos el tipo de material, las condiciones de estabilidad, coeficiente de fricción, entre otros. Por la simple razón de que los taludes de relleno quedan sumergidos en más de la mitad de su altura..

**FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 3****TIPO: Drenaje longitudinal acompañado de:****Caudal sólido y líquido, estancamientos, derrumbes, depósitos de material de arrastre, desborde de la quebrada, entre otros.****FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 3****TIPO: Drenaje longitudinal acompañado de:****Caudal sólido y líquido, estancamientos, derrumbes, depósitos de material de arrastre, desborde de la quebrada, entre otros.**

Debido a las últimas precipitaciones pluviales ocurridas anteriormente sobre el tramo carretero troncal ruta N° 1, se realizó la inspección de campo entre las progresivas 4+000 a la 23+293 Km., que comprende El Puente –Iscaachi, observándose la influencia del sistema de drenaje longitudinal para drenar al caudal sólido y líquido, originándose estancamientos, derrumbes, depósitos de material de arrastre y el desborde de la quebrada paralelo al eje de trazado de la carretera.

**Los aspectos relevantes identificados visiblemente son,** primeramente se hace mención a la magnitud del caudal máximo que produjo tal degradación, como segundo punto la infraestructura vial en sí la carretera no brinda, no cumple y no tiene ninguna seguridad, prácticamente vulnerable a la llegada de la quebrada, como se aprecia en la fotografía, el caudal de las crecidas en este tramo al llegar al mismo nivel de la berma, podemos decir que este caudal se ha comido media carretera. Cuando esta apenas cumplía meses de vida útil.

**FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 4****TIPO: Desplazamiento de gaviones****FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 4****TIPO: Desplazamiento de gaviones**

Varios gaviones defensivos han sido afectados y se encuentran volcados fuera de su posición original. Como casual se ha observado al fundación insuficiente, hecho que ha ocasionado la inclinación y desplazamiento de varios de ellos. Claramente se puede apreciar la fotografía, estos gaviones son irreparables, totalmente desechos, lejos de su posición actual, si observamos detenidamente da la impresión de que fuera echo de cartón, por posición en la que quedo, al parecer por ahí paso un huracán.

**Los aspectos relevantes identificados visiblemente son,** Las dimensiones de los gaviones no son las adecuadas para dar protección a una carretera.

**FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 5****TIPO: Control insuficiente del cauce****FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 5****TIPO: Control insuficiente del cauce**

El control insuficiente del cauce de la quebrada, ha hecho que el margen haya sido afectado con la crecida, poniendo en riesgo la plataforma, inclusive con daños hasta afectar el desprendimiento de la berma. Planteamos para este caso la inspección de campo de esta manera ya que no conocemos la magnitud del incremento del caudal, pero no se quedara con la duda, en el capítulo IV se estimaran los caudales máximos con mayor preedición, cuyos resultados permitirá evaluar con criterio.

Cuando nos referimos al control del cauce, se asume que, ese caudal no será superado más adelante. Pero nos queda la duda, si el primer caudal que llega a las estructuras acabadas de ser construidas, nuevas de paquete, la primer llegada de una crecida al conjunto de estructuras, llega las estrena y destroza

**Los aspectos relevantes identificados visiblemente son,** el gran error cometido en el estudio del emplazamiento definitivo de la carretera donde a simple vista podemos observar que la carretera no puede ocupar el lugar de la quebrada.

**FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 6****TIPO: Drenaje transversal acompañado de:**

**Desborde de la quebrada, pérdida de sección hidráulica de la misma, geometría vertical de la carretera al mismo nivel que de la quebrada, no haber considerado un periodo de retorno de 25 años en el cálculo hidráulico en todas las alcantarillas, no haber considerado el arrastre de lo sedimento en el diseño hidráulico, ocasiono que: 33 alcantarillas hayan colapsado hidráulicamente.**

**FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 6****TIPO: Drenaje transversal acompañado de:**

**Desborde de la quebrada, pérdida de sección hidráulica de la misma, geometría vertical de la carretera al mismo nivel que de la quebrada, no haber considerado un periodo de retorno de 25 años en el cálculo hidráulico en todas las alcantarillas, no haber considerado el arrastre de lo sedimento en el diseño hidráulico, ocasiono que: 33 alcantarillas hayan colapsado hidráulicamente.**

No haber considerado un periodo de retorno de 25 años en el cálculo hidráulico de las alcantarillas, no haber considerado el arrastre de los sedimentos en el diseño hidráulico y haber proyectado la geometría vertical de la carretera al mismo nivel de la quebrada, no solo ocasionó que 33 alcantarillas hayan colapsado hidráulicamente si no también la degradación en gran parte de la infraestructura vial, es incomprensible el diseño actual ya que no cumple de ningún lado, la mínima condición o parámetro de una obra vial

La quebrada de Chaupi Uno sufrió la pérdida de sección hidráulica por el arrastre de sedimentos originando el desborde de la quebrada provocando el deterioro de las obras de contención y en la plataforma.

**Los aspectos relevantes identificados visiblemente son,** La gran cantidad de degradación en la infraestructura vial, además como ya se menciona anteriormente el gran error cometido en el estudio del emplazamiento definitivo de la carretera donde a simple vista podemos observar que la carretera no puede ocupar el lugar de la quebrada.

**FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 7**

**TIPO: Inundación de la carretera con la pérdida de los muros de contención**



**FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 7**

**TIPO: Inundación de la carretera con la pérdida de los muros de contención**

En la inspección visual detallada, se ha efectuado el área comprendida en la progresiva 9+400 a causa de las riadas y por las secciones estranguladas del angosto de Chaupi Uno, el agua ha llegado a sobrepasar la cota del muro de contención, llegando a inundar la calzada, afectando a la berma, quedando la plataforma de la carretera como la solera del muro y el talud superior. Como en realidad la carpeta no es una solera, el agua se infiltró entre el muro y el talud superior. Por empuje hidrostático combinado con la socavación del pie del muro, se ha destruido un sector del muro de hormigón ciclópeo en una extensión aproximada de 20 metros, una vez desprendido el muro y dejando toda la estructura de la carretera desmoronándose, mientras el muro de contención fue arrastrado por las aguas de la primera crecida.



**Los aspectos relevantes identificados visiblemente son,** El estado de vulnerabilidad que la carretera presenta, una crecida igual o mayor a la llegada, con seguridad se lleva otro pedazo de muro más 20 m. de carretera.

En resumen la carretera no sirve, como ya se menciono anteriormente el gran error cometido en el estudio del emplazamiento definitivo de la carretera donde a simple vista podemos observar que la carretera no puede ocupar el lugar de la quebrada.

#### **3.4.1.6. Relevamiento**

A continuación se presenta uno de los deterioros más importante en el presente estudio, los daños que presenta la carretera en este tramo son por inundación parcial y total de toda la infraestructura.

##### **TIPO: Inundación de la carretera con la pérdida de los muros de contención**

En la inspección visual detallada, se ha efectuado el área comprendida en la progresiva 9+400 a causa de las riadas y por las secciones estranguladas del angosto de Chaupi Uno, el agua ha llegado a sobrepasar la cota del muro de contención, llegando a inundar la calzada, afectando a la berma, quedando la plataforma de la carretera como la solera del muro y el talud superior. Como en realidad la carpeta no es una solera, el agua se infiltro entre el muro y el talud superior. Por empuje hidrostático combinado con la socavación del pie del muro, se ha destruido un sector del muro de hormigón ciclópeo en una extensión aproximada de 20metros, una vez desprendido el muro y dejando toda la estructura de la carretera desmoronándose, mientras el muro de contención fue arrastrado por la aguas de la primer crecida.

**Los aspectos relevantes identificados visiblemente son,** El estado de vulnerabilidad que la carretera presenta, una crecida igual o mayor a la llegada, con seguridad se lleva otro pedazo de muro más 20 m. de carretera.

En resumen la carretera no sirve, como ya se menciono anteriormente el gran error cometido en el estudio del emplazamiento definitivo de la carretera donde a simple vista podemos observar que la carretera no puede ocupar el lugar de la quebrada.

### 3.4.1.7. Diagnostico

Las explanadas a diferencia del firme y de más estructuras constituye la parte de más difícil tratamiento y reparación, por estas razones se considera imprescindible, durante la explotación realizar una equilibrada compensación de los volúmenes entre los desmontes y los rellenos. En resumen llegar a obtener una unidad homogénea.

Para la evaluación y determinar las causas de los deterioros de los inventarios cuya información es detallada y objetiva, se tomaron como parámetro mínimos los siguientes aspectos. Condiciones requeridas que deben contemplar las explanaciones son:

- ☞ Una suficiente homogeneidad longitudinal y transversal.
- ☞ Capacidad de soporte lo mas elevada posible y uniforme en tramos de una longitud apreciable (del orden de algunos cientos de metros).
- ☞ Estricta protección contra la acción destructiva del agua

Considerando la importancia de las explanadas y tomando en cuenta que: Siempre resulta mucho más caro reparar una explanación que construirla bien inicialmente. Por tales razones se toma en cuenta:

Los principales problemas geotécnicos producidos en nuestro medio son:

- ☞ Producidos por las características del terreno natural.
- ☞ Derivados de una construcción defectuosa o inadecuada.
- ☞ Provocados por la acción del agua sobre la infraestructura o sobre sus inmediaciones.

Una vez cuantificados los daños de la inspección visual detallada ha demás de contar con el detalle de los aspecto relevantes identificados visualmente, para cada obra proyectada.

#### **FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 1**

TIPO: Evaluación geológica.

Expresan un acelerado proceso erosivo de las subcuencas de la quebrada de Chaupi Uno, donde se observa, el desprendimiento de cantidades considerables de material solidó, como se muestran en las fotografías. Este proceso tiene la presencia de lutitas en descomposición,

esto debido al alto contenido de hierro, la oxidación hace que las lutitas se conviertan en material coluvial, el cual acompañado de las crecidas que, van en aumento.

#### **FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 2**

TIPO: Erosión en el pie de talud.

El caudal que circula por la quebrada cuyo calado (tirante) sobre pasó el nivel de la explanada. Si consideramos que el caudal de la última crecida fue estimado para un ( $T$ ) periodo de retorno de 10 años tenía apenas meses como periodo de retorno, ni imaginar el caudal para un ( $T$ ) periodo de retorno de 100 años.

En este punto no mencionamos el tipo de material, las condiciones de estabilidad, coeficiente de fricción, entre otros.

#### **FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 3**

TIPO: Drenaje longitudinal acompañado de caudal sólido y líquido, estancamientos, derrumbes, depósitos de material de arrastre, desborde de la quebrada, entre otros.

Primeramente se hace mención a la magnitud del caudal máximo que produjo tal degradación, como segundo punto la infraestructura vial en si la carretera no brinda, no cumple y no tiene ninguna seguridad, prácticamente vulnerable a la llegada de la quebrada, como se aprecia en la fotografía, el caudal de las crecidas en este tramo a llegado al mismo nivel de la berma, podemos decir que este caudal se ha comido media carretera. Cuando esta apenas cumplía meses de vida útil.

#### **FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 4**

TIPO: Desplazamiento de gaviones.

Las dimensiones de los gaviones no son las adecuadas para dar protección a una carretera.

#### **FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 5**

TIPO: Control insuficiente del cauce.

El gran error cometido en el estudio del emplazamiento definitivo de la carretera donde a simple vista podemos observar que la carretera no puede ocupar el lugar de la quebrada.

**FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 6**

TIPO: Drenaje transversal con la presencia de Desborde de la quebrada, pérdida de sección hidráulica de la misma, geometría vertical de la carretera al mismo nivel que de la quebrada, no haber considerado un periodo de retorno de 25 años en el cálculo hidráulico en todas las alcantarillas, no haber considerado el arrastre de lo sedimento en el diseño hidráulico, ocasiono que: 33 alcantarillas hayan colapsado hidráulicamente.

La gran cantidad de degradación en la infraestructura vial, además como ya se menciona anteriormente el gran error cometido en el estudio del emplazamiento definitivo de la carretera donde a simple vista podemos observar que la carretera no puede ocupar el lugar de la quebrada.

**FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL DETALLADA: 7**

TIPO: Inundación de la carretera con la pérdida de los muros de contención.

El estado de vulnerabilidad que la carretera presenta, una crecida igual o mayor a la llegada, con seguridad se lleva otro pedazo de muro más 20 m. de carretera.

En resumen la carretera no sirve, como ya se menciona anteriormente el gran error cometido en el estudio del emplazamiento definitivo de la carretera donde a simple vista podemos observar que la carretera no puede ocupar el lugar de la quebrada.

**El resumen de los aspecto relevantes de cada obra proyectada, cuyo nivel de deterioro no tiene la mínima aproximación que pueda llegar a cumplir.**

**Tanto en las condiciones requeridas que deben contemplar las explanaciones, como en los principales problemas geotécnicos producidos en las explanaciones.**

**Por tanto la infraestructura vial en su conjunto**

- ☞ **No cuenta con las mínimas condiciones de protección estructural.**
- ☞ **Las explanadas y de mas estructuras presentan condiciones extremas de vulnerabilidad ante agentes externos.**

## CAPÍTULO IV

### EVALUACIÓN POR SIMULACIÓN DE INUNDACIÓN APLICANDO EL PROGRAMA HEC-RAS Beta 4.0 PARA DESARROLLAR UN MODELO HIDRÁULICO EN 3D EN LA QUEBRADA CHAUPI UNO

#### 4.1. Introducción

En el presente estudio sobre la evaluación de las explanadas en el tramo carretero que comprende El Puente–Iscayachi. Se desarrolla un modelo hidráulico para la simulación de crecidas aplicando el software HEC-RAS Beta 4.0 en tres dimensiones, en la quebrada principal paralela al eje de la carretera.

HEC-RAS es un software de sistema integrado, diseñado para el uso interactivo en un ambiente multi-activo. El sistema esta compuesto por componentes, que permiten realizar el análisis hidráulicos por separados para diferentes tipos de caudales, almacena los datos con capacidad de hasta 2000 perfiles o tipos diferentes de caudales, gráfica la mayor parte de los resultados y por ultimo se puede apreciar el proceso de circulación con incrementos del caudal en tres dimensiones. El manual y la guía del curso de especialización” Modelación de Ríos con HEC-RAS Anexo 4.0

#### 4.2. Objetivos de la simulación

El siguiente capitulo tiene por objeto realizar la evaluación final, que pueda probar y demostrar el grado de error que presenta la ubicación de la carretera y las causas de los destrozos que sufre actualmente. Por lo tanto el modelado de la quebrada nos proporcionara resultados con mayor confiabilidad, los cuales nos permitirán tomar decisiones con calidad de solución definitiva, además esperando confirmar la veracidad de que el tramo en estudio no cumple condición alguna para una infraestructura vial.

**Nuestra interrogante (respecto a los caudales máximos transportados por la quebrada) es hasta dónde llegaría el agua si el caudal alcanzara un cierto valor. ¿Será suficiente el cauce principal? ¿Hasta qué altura? ¿O serán inundadas la áreas próximas, y en que extensión?**

Sí la demostración es positiva, se elabora la propuesta que oriente a las instituciones correspondientes (la ABC.) de restaurar este tramo y a tomar una decisión óptima que

permita juzgar la calidad de la solución, la solución óptima será la mejor valorada de todas las alternativas de soluciones propuestas.

### 4.3. Información

Los datos que el programa condiciona para llevar a cabo el modelado, constan de dos partes bien diferenciadas. Para el funcionamiento del programa HEC-RAS Beta 4.0 debemos aportar dos tipos fundamentales de datos:

- ☞ Datos geométricos.
- ☞ Caudales máximos de diseño

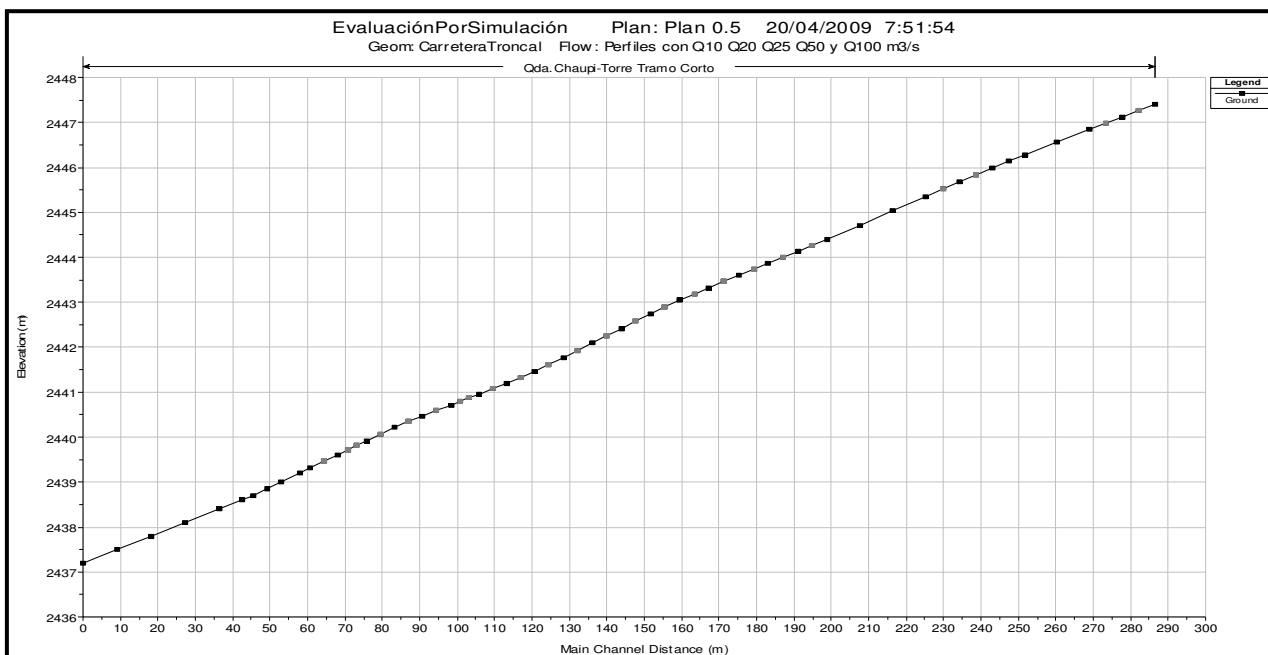
#### 4.3.1. Datos geométricos

Para llevar a cabo la simulación el Software HEC-RAS, requiere de la mayor información posible referente al entorno de la zona como características topográficas, climatológicas, pendientes, entre otros

##### 4.3.1.1. Geometría del cauce

La información requerida para la evaluación el comportamiento hidráulico en la quebrada, cuya sección ocupada por un determinado caudal y las posibles inundaciones dependen de la geometría del cauce y de la pendiente y de otros factores.

**Figura 4.1**  
**Perfil longitudinal del cauce para el tramo adoptado**



El perfil longitudinal del cauce donde podemos apreciar las pendientes elevadas que la caracterizan, desde aproximadamente la progresiva 5+000 hasta la progresiva 23+293 y en el mismo tramo, donde la carretera, por las características topográficas, tiene un paso obligado y paralelo al cauce principal de la quebrada, ver planos (Anexo VIII)

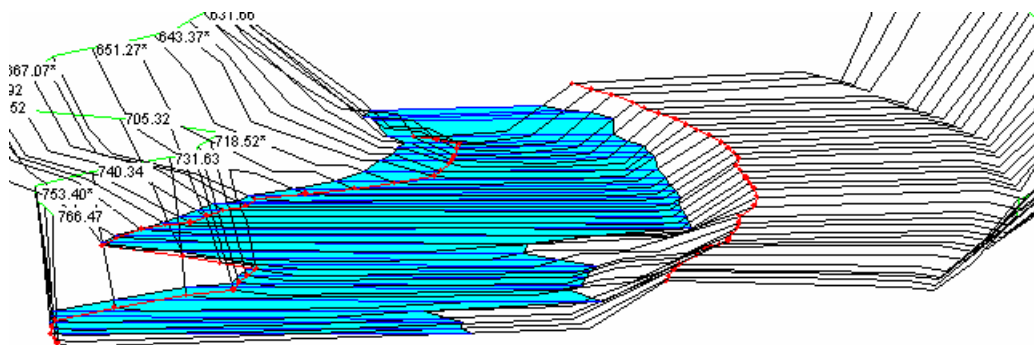
Para la simulación se adoptó un determinado tramo considerado las características críticas cuyo cauce es tipo cañón con farallones casi verticales. El tramo a estudiar comprende una longitud de aproximadamente 400 m. que se extiende desde la progresiva 5+400 hasta la progresiva 5+800 que comprende el tramo El Puente-Isayachi.

#### 4.3.1.2. Secciones transversales

Como ya se mencionó anteriormente queremos saber hasta donde llegaría el agua si el caudal alcanza un cierto valor, tomando en cuenta que el cauce principal está paralelo al eje de la carretera. Por esta razón es necesario contar con secciones transversales del cauce y la carretera, ubicación de las secciones transversales y puntos verticales de medición. Las secciones transversales son las que evaluarán el comportamiento del agua. (Figura 4.2)

**Figura N° 4,2**

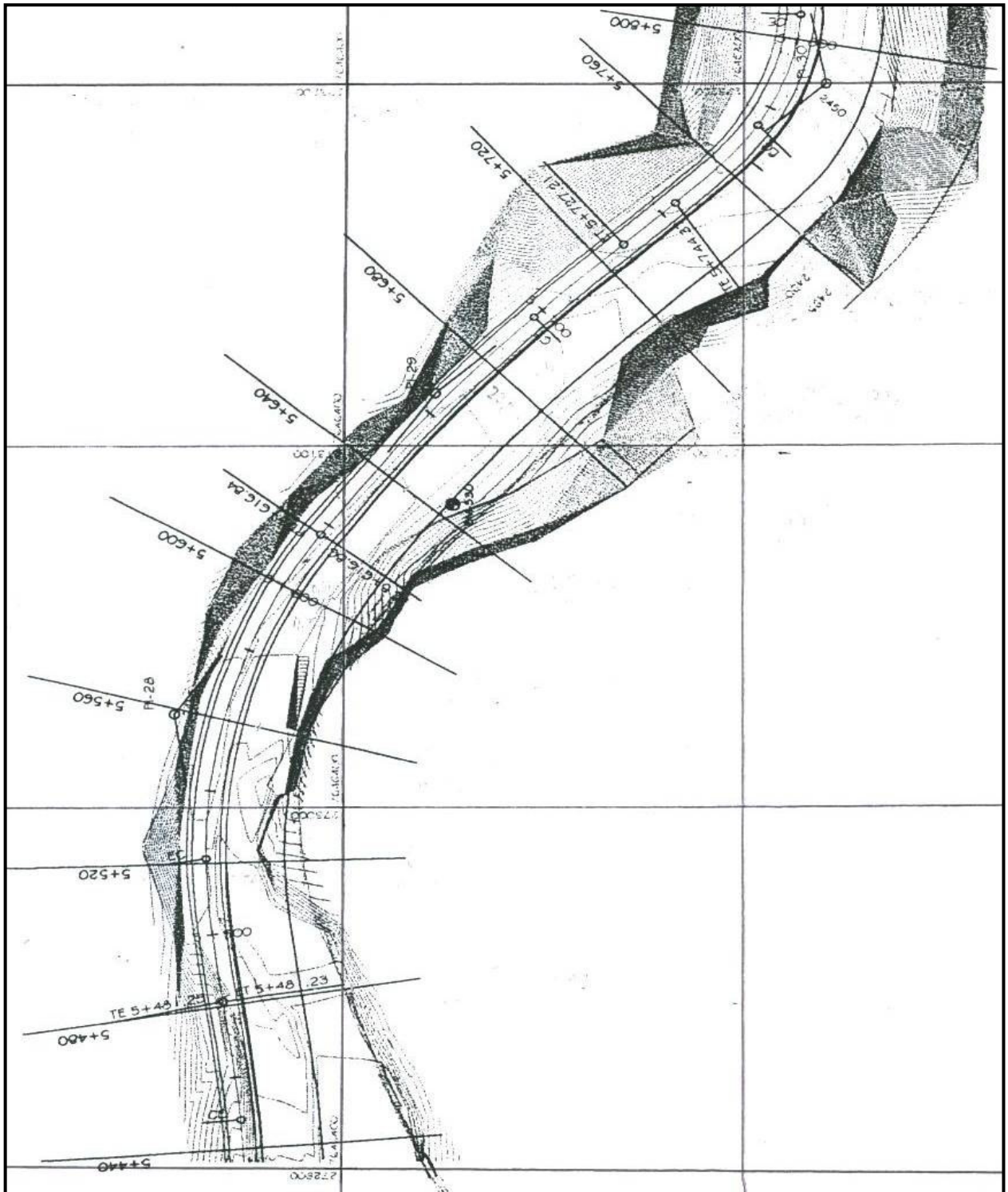
#### **Cauce principal paralelo al eje de la carretera**



La ubicación de las secciones transversales principales se muestran En la Figura 4.3 a partir de las cuales se interpolan secciones intermedias para los tramos que queremos.

En la Figura 4.4 se muestra la geometría del cauce terminada resultado de un trabajo exhaustivo, formada por las transversales fijas e interpoladas, el procedimiento de ejecución del mismo se detalla en la ejecución del programa

Figura N° 4,3  
Ubicación de las secciones transversales principales





### 4.3.2.- Caudales máximos de diseño

Los caudales anteriormente estimados en el capítulo II, cuyo periodo de retorno mínimo es de 10 años y tomando en cuenta lo elevados que son estos caudales en este capítulo se determinaran caudales para periodos de retorno de 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 años con la finalidad de tener una perfecta simulación, el procedimiento se muestran En el Anexo IV.

### 4.4. Desarrollo del modelo hidráulico

Para llevar acabo el desarrollo del modelo hidráulico de nuestro cauce, se deben completar las siguientes fases de trabajo:

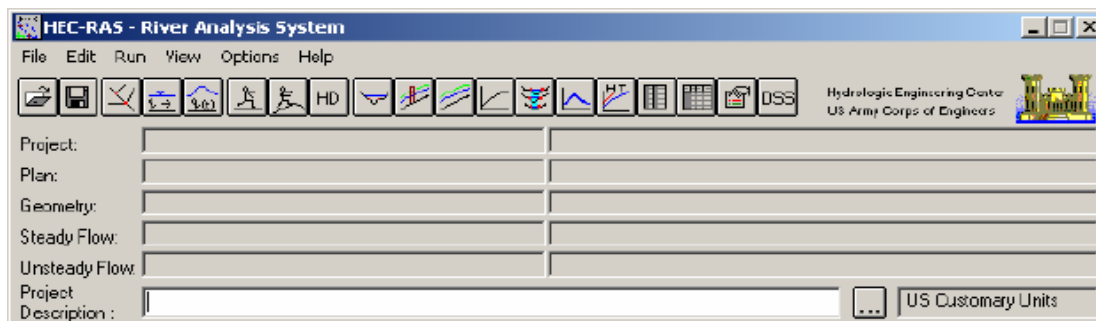
- ☞ Crear proyecto.
- ☞ Introducir lo datos geométricos.
- ☞ Introducir los datos hidráulicos: caudal y condiciones de contorno.
- ☞ Ejecutar la simulación.
- ☞ Crear un plan seleccionando una geometría y unos datos hidráulicos.
- ☞ Ver los resultados.

#### 4.4.1. Ejecución del Programa

Por lo general la introducción para la ejecución de programas con las características del software HEC-RAS Beta 4.0 y la complejidad de tener todo en ingles, siendo el programa Americano. Al ejecutar el programa nos aparéese una ventana, el cual significa que la configuración regional de nuestra computadora tiene coma como separador de decimales y el punto como separador de miles HEC-RAS Beta 4.0 trabaja solo con configuración americana, por lo cual hay que cambiarla antes de continuar. ver manual (Anexo V)

Una vez solucionado el problema, aparece el cuadro principal del programa. (Figura 4.5).

**Figura N° 4,5**  
**Ventana principal del programa**

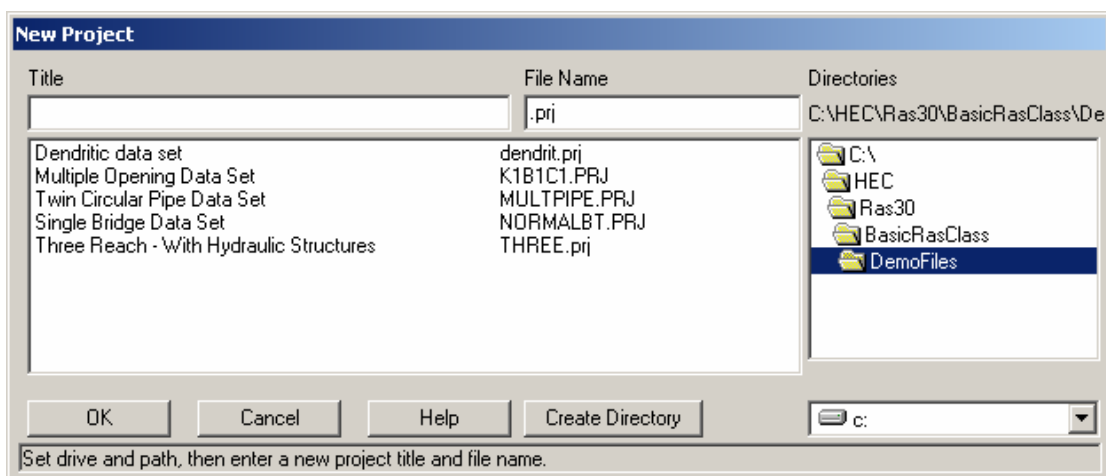


En la mayoría de los programas al igual que HEC-RAS Beta 4.0 se hace una introducción elemental: aprender lo necesario para comenzar a utilizar el modelo en casos muy simples. Por lo contrario en este estudio no se hace ninguna introducción practica, se aplica directamente al tramo real, proceso un tanto complejo, para los que no están familiarizados con el programa se recomienda ver manual practico (Anexo V); (manual del HEC-RAS).

#### 4.5. Crear proyecto: ajustes iniciales

Vamos a dar inicio al procedimiento, creamos un proyecto nuevo en este caso simulación por inundación, seleccionando File/New Project

**Figura N° 4,6**  
**Cuadro para crear nuevos proyectos**



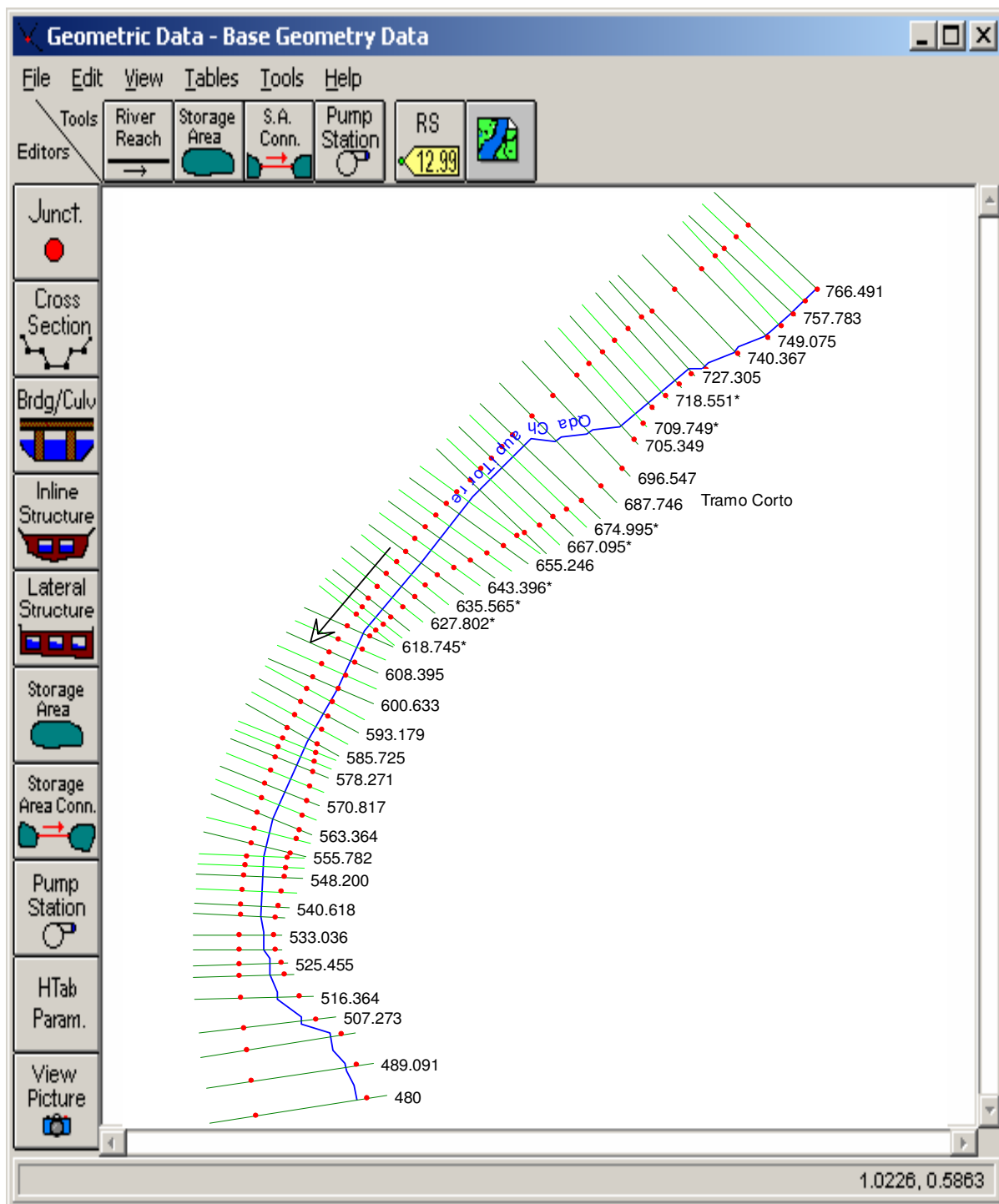
En la ventana “New Project” donde hemos de dar nombre a nuestro proyecto y al archivo en el que ubicaremos el proyecto, (Ver Anexo V). Lo primero (y solo la primera vez que iniciemos el programa), cambiamos el sistema de unidades del internacional al métrico.

#### 4.6. Geometría del cauce

##### 4.6.1. Crear el tramo

Para realizar el trazo de nuestro cauce, abrimos la ventana Geometric Data, en la cual creamos un esquema de la quebrada. Ver Figura 4.7.

**Figura N° 4,7**  
**Trazado de la geometría del cauce principal**



Inicialmente activamos el icono "River Reach" y el cursor se convierte en un lápiz con el cual realizamos un esquema del cauce, tener mucho cuidado con alterar involuntariamente la geometría del cauce, terminado el trazo: entonces aparece un cuadro para darle nombre a nuestro cauce y al tramo adoptado.

Puede considerarse un cauce con un único tramo, como es el caso nuestro, en cuyo caso darle un nombre al tramo único no tiene mucho sentido, pero es obligado.

El trazo terminado de nuestro cauce con el nombre de "Qda. Chaupi-Torre" y al único tramo le hemos denominado "Tramo corto" (las líneas transversales rotuladas aún no deberían estar ahí: son las secciones transversales que construiremos a continuación).

#### 4.6.2. Secciones transversales

En la misma ventana "Geometric Data" seleccionamos el icono "Cross Sección" aparece una ventana "Cross Section Data" (Figura 4.8) esta es fundamental ya que aquí se introducen las secciones transversales del cauce con mucho cuidado, para luego no realizar una mala interpolación.

**Figura N° 4,8**  
**Introducción de las secciones transversales**

The screenshot shows the 'Cross Section Data - CarreteraTroncal' window. The title bar is 'Cross Section Data - CarreteraTroncal'. The menu bar includes 'Exit', 'Edit', 'Options', 'Plot', and 'Help'. The window contains the following fields and tables:

River: Qda. Chaupi-Torre  
 Reach: Tramo Corto  
 River Sta.: 480.00  
 Description: Progresiva 5+480\_Sección1,0

Buttons: Del Row, Ins Row, Apply Data, Plot C

Cross Section X-Y Coordinates	
Station	Elevation
1	-11.5
2	-9.77
3	-7.53
4	-6.65
5	-2.84
6	0
7	15.66
8	17.68
9	19.12
10	19.9
11	23.68
12	25.35
13	29.9
14	34.45
15	36.12
16	36.92
17	38.85

Downstream Reach Lengths

LOB	Channel	ROB

Manning's n Values

LOB	Channel	ROB
0.025	0.02	0.013

Main Channel Bank Stations

Left Bank	Right Bank
-2.84	25.35

Cont\Exp Coefficients

Contraction	Expansion
0.1	0.3

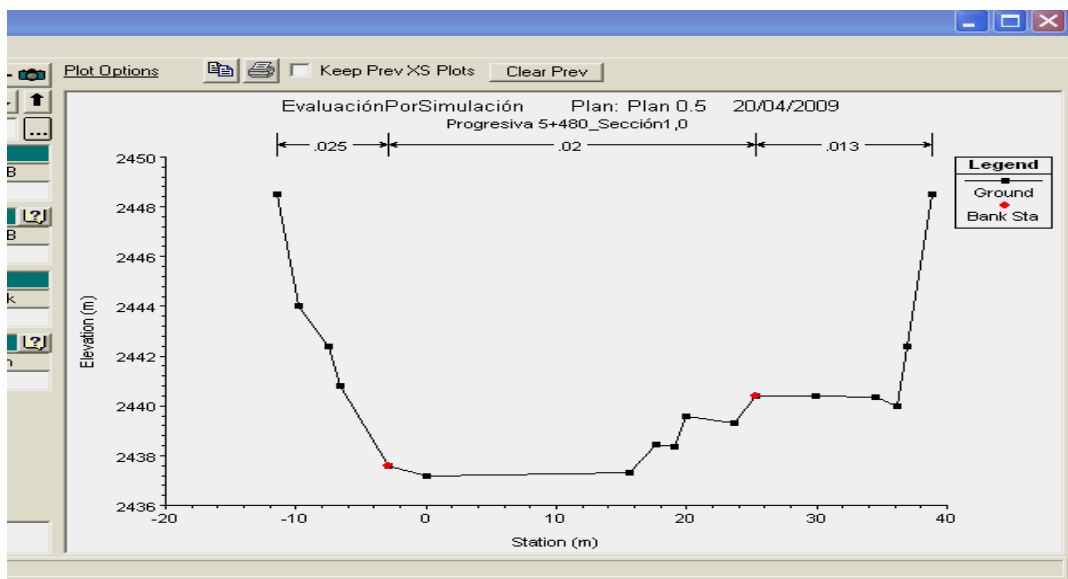
Elevation (m)

Los valores de las secciones transversales se introducen las abscisas en “Station” y la cota en “Elevation”, como también se introducen los valores del coeficiente “n” de Manning, para las opciones de la solera y las paredes de cauce, Ver Anexo V.

En la Figura 4.8 se muestran los datos introducidos para la primera sección transversal con al descripción “progresiva 5+480” y una estación del río como “River Sta: 480” posteriormente introducidos las coordenadas de su sección: en la primera columna (Station) la distancia desde un punto de referencia o del margen izquierdo, en la segunda columna (Elevation) la cota del fondo del cauce. (El punto de referencia de la “Station” en todas las secciones del tramo se tomo como punto de referencia estación “0” a la cota más baja).

En el cuadrito (Downstream Reach Lengths) indicamos las distancias desde esta sección a la inmediata siguiente aguas abajo, que en esta sección es 0, ya que esta sección “480” va a ser la primera (es decir, no tiene ninguna aguas debajo de ella) (Ver Anexo IV).

**Figura N° 4,9**  
**Sección transversal formada**



En la Figura 4.9 se muestra la sección transversal reproducida (esta ventana “Cross Section Data”), la presento en dos para reproducirla con más detalle y sin reducción

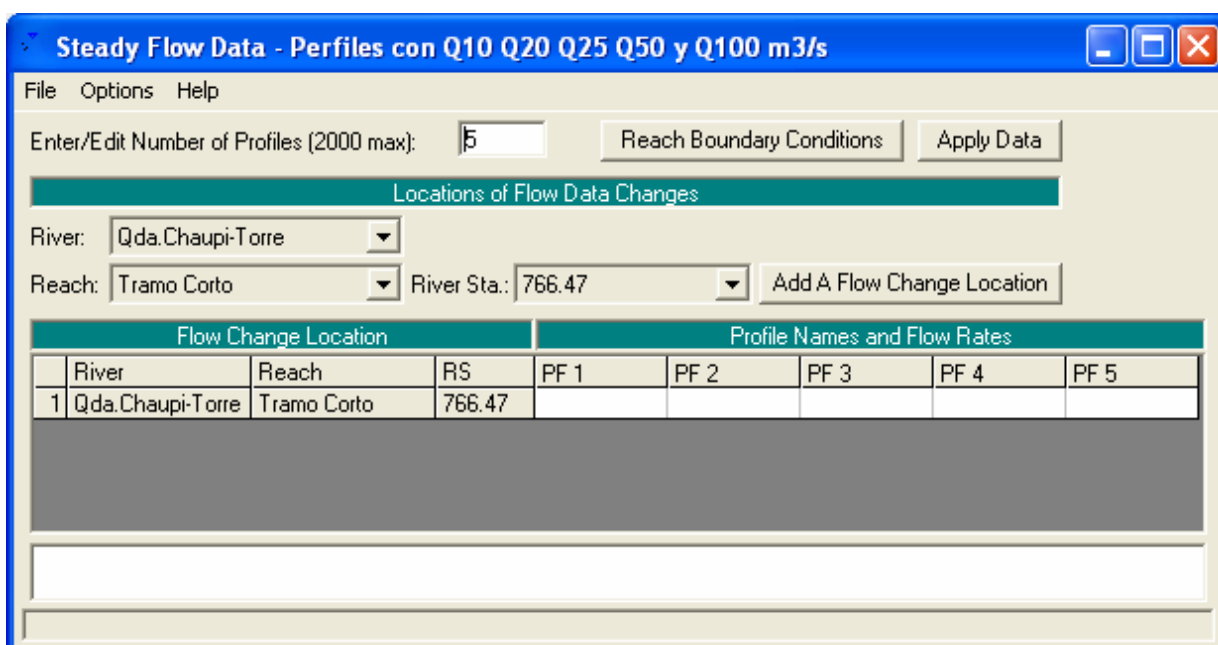
#### 4.7. Introducción de los datos hidráulicos

Cuando hablamos de datos hidráulicos, estos están referidos específicamente a los caudales que circularan por nuestro cauce. El estudio hidrológico realizado a las precipitaciones de gran intensidad y poca duración, con las cuales calibramos la ecuación de Gumbel en

función a los registros del plubiografo, se determinaron los caudales máximos de diseño para distintos periodos de retorno de 10, 20, 25, 50 y 100 años, con los cuales realizaremos la simulación. Considero que estos caudales y la correcta estimación de los mismos constituyen una parte fundamental en el modelado de los ríos y así evitar perdidas económicas.

En la ventana principal HEC-RAS seleccionamos el icono "Steady Flor Data" luego aparece una ventana (Figura 4.10).

**Figura N° 4.10**  
**Perfiles o caudales para distintos periodos de retorno**



En primer lugar hay que indicar el numero de perfiles "Profiles" que hay que calcular. Cuando hablamos de perfiles nos referimos a los distintos caudales para diferentes periodos de retorno calculados en el estudio hidrológico. En el presente proyecto se trabajo con 5 (cinco) perfiles, estos perfiles representan caudales para periodos de retorno de:

- ☞ 10 años: 262.21 m<sup>3</sup>/s
- ☞ 20 años: 317.43 m<sup>3</sup>/s
- ☞ 25 años: 336.44 m<sup>3</sup>/s
- ☞ 50 años: 397.88 m<sup>3</sup>/s
- ☞ 100 años: 464.01 m<sup>3</sup>/s

#### 4.7.1. Condiciones de contorno

En la ventana que introducimos los datos de los caudales es necesario especificar las condiciones de contorno "Steady Flor Boundary Conditions". HEC-RAS necesita esta información en cada tramo para establecer el nivel del agua inicial en ambos extremos del tramo del cauce: aguas arriba y/o aguas abajo.

Las condiciones de contorno que se admiten son:

- ☞ Nivel de agua conocido (Known W.S.).
- ☞ Calado crítico (Critical Depth).
- ☞ Calado normal (Normal Depth).
- ☞ Curva de gasto (Rating Curve).

Seleccionando el icono "Reach Boundary Conditions" aparece la ventana para introducir las condiciones de contorno.

#### 4.7.2. Calculo de las condiciones de contorno

Como se indico anteriormente, el programa HEC-RAS necesita información de las condiciones de contorno en cada tramo y cada perfil, para establecer el nivel del agua inicial en ambos extremos del tramo del cauce: aguas arriba y/o aguas abajo. Las condiciones de contorno que introduciremos de las admitidas son escogidas en función a las características del cauce y de algunos datos conocidos. Por ejemplo los tirantes en alguna de las secciones, con los cuales el programa daría inicio a la simulación.

El proceso de calculo se llevo acabo con el programa "FlowMaster" este software es el mas adecuado para secciones transversales irregulares, donde se determinaron dotas las condiciones hidráulicas mencionadas para los caudales con periodos de retorno de 10, 20, 25, 50 y 100 años respectivamente. (Ver Anexo III).

De los cinco caudales a continuación solo mostraremos los resultados de la sección inicial aguas arriba y final aguas abajo para un periodo de retorno de 25 años. Una vez determinado las condiciones de contorno, podemos introducir condiciones para todos perfiles a la vez o uno a uno.

En la Figura 4.11 y Figura 4.12 se muestran los datos introducidos para cada perfil.

**Figura N° 4,11**  
**Caudales para distintos periodos de retorno**

**Steady Flow Data - Perfiles con Q10 Q20 Q25 Q50 y Q100 m3/s**

File Options Help

Enter/Edit Number of Profiles (2000 max):

Locations of Flow Data Changes

River:

Reach:   River Sta.:

Flow Change Location				Profile Names and Flow Rates				
	River	Reach	RS	Q10 años	Q20 años	Q25 años	Q50 años	Q100 años
1	Qda.Chaupi-Torre	Tramo Corto	766.47	262.21	317.43	336.44	397.88	464.01

Edit Steady flow data for the profiles (m3/s)

**Figura N° 4,12**  
**Condiciones de contorno**

**Steady Flow Boundary Conditions**

Set boundary for all profiles  Set boundary for one profile at a time

Available External Boundary Condition Types

Selected Boundary Condition Locations and Types

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
Qda.Chaupi-Torre	Tramo Corto	Q10 años	Normal Depth S = 0.0322	Critical
Qda.Chaupi-Torre	Tramo Corto	Q20 años	Normal Depth S = 0.0322	Critical
Qda.Chaupi-Torre	Tramo Corto	Q25 años	Normal Depth S = 0.0322	Critical
Qda.Chaupi-Torre	Tramo Corto	Q50 años	Normal Depth S = 0.0322	Critical
Qda.Chaupi-Torre	Tramo Corto	Q100 años	Normal Depth S = 0.0322	Critical

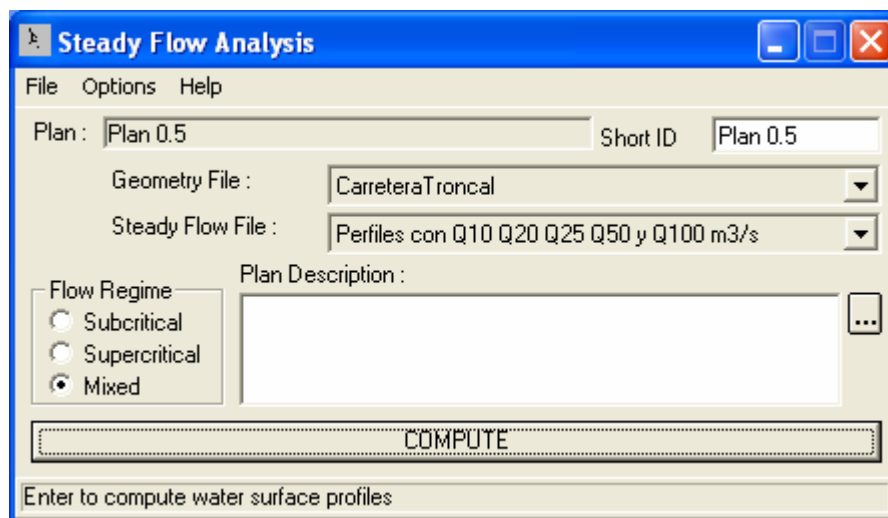
Editor is in a mode that boundary conditions are entered per profile.



#### 4.8. Ejecución del modelo

Para realizar una simulación hidráulica del cauce es necesario crear un plan que incorpore un fichero de datos de geometría y otro de datos hidráulicos. Para ello, seleccionamos “Run/Steady Flor Análisis”. Aparece una ventana (Figura 4.13) donde podemos introducir un identificador.

**Figura N° 4,13**  
Plan para establecer la geometría y tipo de flujo



Los resultado de las condiciones de contorno nos indican que tenemos flujo variado, en algunos sectores presenta flujo supercrítico y en otros flujo subcrítico. Por lo tanto para el régimen del flujo que se espera encontrar (Subcrítico, Supercrítico o Mixto) adoptamos el régimen mixto, como se muestra en la Figura 4.13.

#### 4.9. Ver resultados

Los resultados obtenidos de la simulación aplicando el modelo hidráulico HEC-RAS Beta 4.0 para distintos periodos de retorno, de los cuales podemos presentar detalladamente para cada caudal, además podemos mostrar con todos los detalles hidráulicos para cada sección transversal.

Podemos ver los resultados de varias maneras. Dentro del menú “View” se tienen las siguientes opciones.

- ☞ Ver secciones transversales.
- ☞ Ver dibujo en perspectiva (X-Y-Z)
- ☞ Ver los perfiles de las láminas de agua.
- ☞ Ver graficas de varios parámetros a lo largo de todo el perfil.
- ☞ Ver graficas de propiedades hidráulicas
- ☞ Ver tablas de detalle.
- ☞ Ver tablas de resumen.
- ☞ Ver curvas caudal-calado de cada perfil

En general en la quebrada Chaupi Uno, del tramo en estudio, para los caudales de diseño, se presentan valores del número de Fraude mayores a uno, por lo tanto el tipo de flujo es supercrítico, con tirantes y velocidades muy elevadas. Los resultados hidráulicos de las secciones transversales cada 7 metros como máximo se detallan En el Anexo IV

Debido a que la plataforma de la carretera actual se encuentra muy baja, es inundada en su totalidad en todo el tramo crítico, desde la progresiva 5+400 hasta la progresiva 5+850.

Por ser amplio los resultados continuación solo se presentara, un poco mas detallada todo el proceso de simulación para un periodo de retorno de 25 años.

Los resultados de la ejecución del programa se presentan como sigue En el Anexo IV.

- 1) Ejecución de la simulación.
- 2) Resultados de las tablas de resumen y detalle.
- 3) Secciones transversales para periodo de retorno de 25 años.
- 4) Curvas y gráficos solo para periodo de retorno de 25 años.

## CAPÍTULO V

### PLANTEAMIENTO DE SOLUCIÓN PARA LA PROTECCIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA CARRETERA TRAMO TRONCAL “EL PUENTE -ISCAYACHI” EN BASE A LA EVALUACIÓN Y SIMULACIÓN

#### 5.1. Antecedentes

En el presente proyecto, luego de obtener los resultados del modelo hidráulico de la simulación por inundación y del análisis de las posibles soluciones para definir el trazo final correspondiente al tramo El Puente – Iscayachi, entre las progresivas 5+ 400 a la 5+850.

Se estudiara el comportamiento del cauce de la quebrada Chaupi-Torre, con relación a la estabilidad de la plataforma que se desarrolla en forma paralela al margen izquierdo aguas arriba de la quebrada. De todas las alternativas de solución propuestas y considerando que la carretera cuyo pavimento rígido es nuevo, se llevara acabo un estudio que permita evaluar el buen funcionamiento hidráulico en el tramo en estudio.

#### 5.2. Descripción general del tramo

La construcción de la carretera por las características topográficas tiene un paso obligado y paralelo al cauce principal de la quebrada Chaupi-Torre, cuyo cauce es tipo cañón con pendientes casi verticales en ambos lados en una longitud aproximada de 2 Km.

Como ya se menciona anteriormente se adopto este tramo por dos razones, por un lado este tramo presenta las características y condiciones críticas que son representativas de la quebrada, por otro lado la ABC. y la supervisión a cargo de esa obra interesados en conocer el modelo hidráulico y sus resultados.



#### 5.3. Objetivos de conservación

Dentro de las alternativas principales de solución, una vez realizada la evaluación de las explanadas como el modelo hidráulico de simulación por inundación, es verificar el comportamiento hidráulico en las obras propuestas orientadas a proteger y garantizar la estabilidad de la plataforma de la carretera en el tramo estudiado.

## 5.4. Fases

Se considera la importancia del tramo carretero troncal ruta N° 1 El Puente – Iscayachi, más aun cuando se pretende que este tramo forme parte del corredor vi\_océánico, se realiza el análisis de todas las alternativas de solución, propuestas en el presente proyecto

Los estudios y alternativas de solución constan de las siguientes fases:

- ☞ Estudio al modelo hidráulico por simulación de inundación para el control del cauce con modificaciones y obras complementarias, según los resultados obtenidos.
- ☞ Canalización para el control del flujo y comportamiento hidráulico en las obras propuestas que se pueden adecuar a las características y condiciones de la quebrada Chaupi-Torre.
- ☞ Para el modelo ejecutado en las condiciones actuales se diseñara muros defensivos en la plataforma, entre las obras propuestas.
- ☞ Estimación de la profundidad de socavación al pie de los muros defensivos.
- ☞ Verificación hidráulica y rediseño de las alcantarillas observadas.
- ☞ Estimación de la capacidad del material sólido producido por las subcuencas cuyo afluente aguas abajo son descargados en la carretera.
- ☞ Criterios de elección y ubicación de obras para el control del material sólido tipo dique de gavión, evitando que las alcantarillas se colmaten y colapsen.

### 5.4.1. Control del cauce

En base a los resultados obtenidos de los estudios anteriores, el estudio del modelo físico debe orientarse a definir las características de acondicionamiento dinámico del flujo en toda la dimensión longitudinal del canal, resumiéndose en tres condiciones que se enuncian a continuación y que serán las guías primarias en la búsqueda de la solución adecuada.

En consecuencia los criterios para el control de cauce son:

- ☞ El flujo debe tender a ser uniforme en toda la sección transversal del canal.
- ☞ Las direcciones de las líneas de flujo deben tender a ser paralelas al eje del canal.
- ☞ No debe presentarse sobre-elevaciones ni rebalses.

#### 5.4.1.1. Variante natural sin obras propuestas

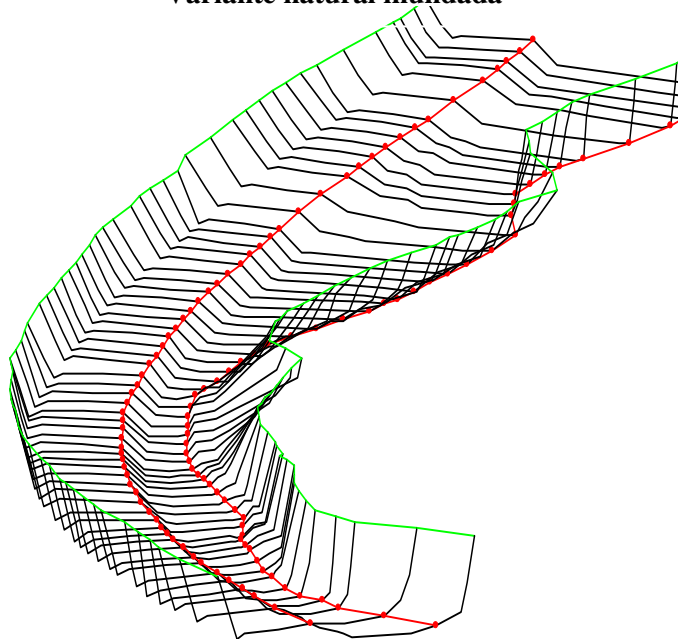
En esta variante el curso de la quebrada es el natural la topografía y la morfología no tiene modificaciones.

##### 5.4.1.1.1. Descripción de los resultados

La simulación se realizó con caudales para 17 periodos de retorno de los cuales los recomendados para el diseño de estructuras viarias son de 25, 50 y 100 años de periodo de retorno.

La figura 5.1 muestra la carretera paralela a ella el cauce cuya topografía en este tramo no presenta ninguna modificación ni obras propuestas.

**Figura 5.1**  
**Variante natural inundada**



**Cuadro N° 5.1**  
**Caudal de diseño**

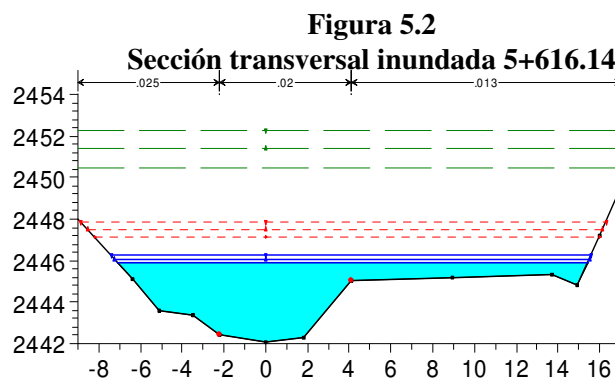
Quebrada	Período de retorno (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
Chaupi-Torre	25	336.44
	50	397.88
	100	464.01

De acuerdo a los Caudales el curso de agua sobrepasa la plataforma de la carretera, debido a la topografía de la quebrada, los resultados de estos tres caudales presentan problemas, como tirantes y velocidades elevadas, entre otros. Para las alternativas de solución se tomara como referencia a la sección más crítica, que comprende la progresiva 5+616.14.

**Cuadro N° 5.2**  
**Resultado de los valores mayores de la simulación**

Período retorno (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	N° de Froude	Clasificación	Tirante sobre la plataforma
25	336.44	3.81	10.95	1.97	Flujo Supercrítico	0.88
50	397.88	3.95	11.86	2.09	Flujo Supercrítico	1.02
100	464.01	4.1	12.68	2.18	Flujo Supercrítico	1.17

La presente sección transversal nos muestra el comportamiento de los caudales para 25, 50 y 100 años de periodo de retorno, cuyos resultados se muestran en el cuadro anterior donde las condiciones hidráulicas de la quebrada no son favorables para la carretera.



#### 5.4.1.2. Variante natural con muro defensivo en la plataforma

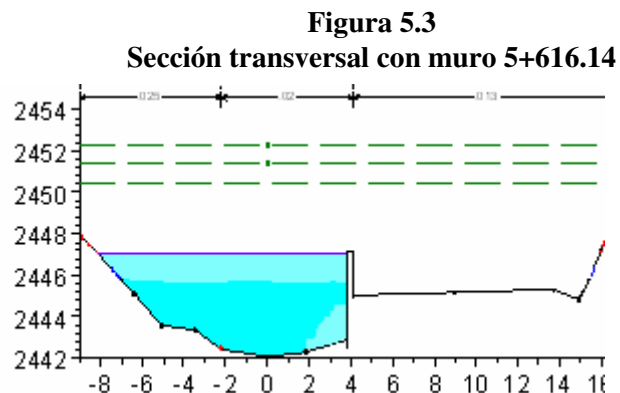
En la Figura 5.3 se muestra la sección transversal considerando la construcción de un muro externo a la plataforma de la carretera como primera alternativa de solución. En esta variante las secciones transversales del curso de la quebrada tienen modificaciones para el emplazamiento del muro de contención.

##### 5.4.1.2.1. Descripción de los resultados

Los caudales para llevar a cabo la simulación para la variante natural con muro defensivo, son los mismos que la primera variante.

El curso de agua es controlado por el muro defensivo de la plataforma de la carretera en los lugares críticos hacia la peña, siguen las formaciones de flujo desde la progresiva 5+760, hasta la progresiva 5+525.46, donde la quebrada se cierra a manera de una presa ocasionando al disminución de velocidad.

La altura del muro de la carretera es insuficiente (para lo cual se tomó un muro de 1 m. por sobre la plataforma) ocasionando un desborde, es necesario regular la curva desde la progresiva 5+640 hacia la 5+525.46 que actúa de manera de dissipador de energía.



Para este tramo con la finalidad de verificar el comportamiento del caudal se elevó el muro con el cual se realizó el modelado cuyos resultados fueron extremadamente altos descartando la posibilidad de aumentar la altura del muro. (Cuadro 5.3).

**Cuadro N° 5.3**  
**Resultado de los valores máximos del modelado con muro defensivo sec. 616.14**

Período de retorno (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	N° de Froude	Clasificación	Tirante sobre la plataforma
25	336.44	4.20	11.02	1.80	Flujo Supercrítico	1.27
50	397.88	4.53	11.93	1.77	Flujo Supercrítico	1.60
100	464.01	4.93	12.59	1.78	Flujo Supercrítico	2.0

Los resultados hidráulicos en esta variante son aun más problemáticos, como se observa en La Figura 5.3 el espejo de agua es considerablemente elevado con relación a la plataforma de la carretera.

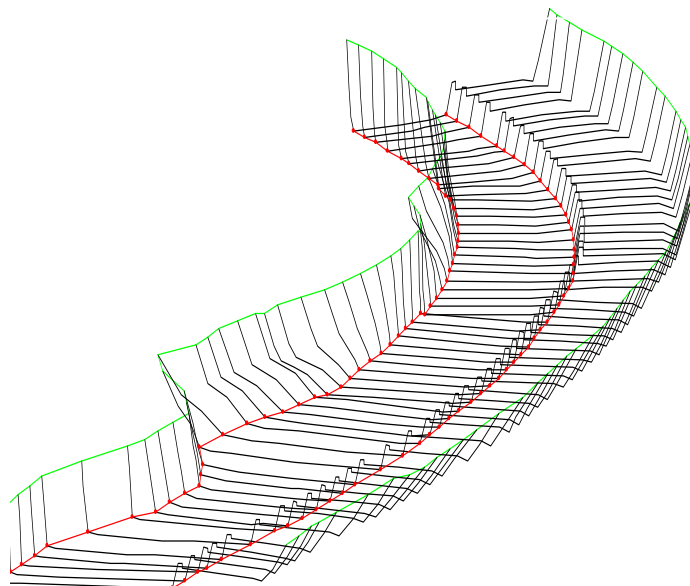
Las condiciones que presenta esta variante no son las recomendables para el diseño de muros defensivos a esas alturas a la que se suma las condiciones hidráulicas que están fuera de los parámetros recomendados para este tipo de quebrada.

#### 5.4.1.3. Variante con canalización y muro defensivo

En primera instancia se realizo el trazo manteniendo el curso del agua (variante natural sin obras propuestas) que ala fecha presenta el tramo en estudio.

La construcción de esta variante en el modelo se realizo manteniendo en algunos casos la solera original y en otros se procedió a la nivelación de la solera, de igual manera se procedió a determinar el ancho de la quebrada de 14 m. debiendo realizarse necesariamente cortes en la topografía de algunos sectores.

**Figura 5.4**  
**Variante con canalización**



### 5.4.1.3.1. Descripción de los resultados

Los caudales para esta variante fueron los siguientes:

**Cuadro N° 5.4**  
**Caudal de diseño canalización y muro**

Quebrada	P. de retorno (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
Chaupi-Torre	10	262.21
	20	317.43
	25	336.44
	50	397.88
	100	464.01

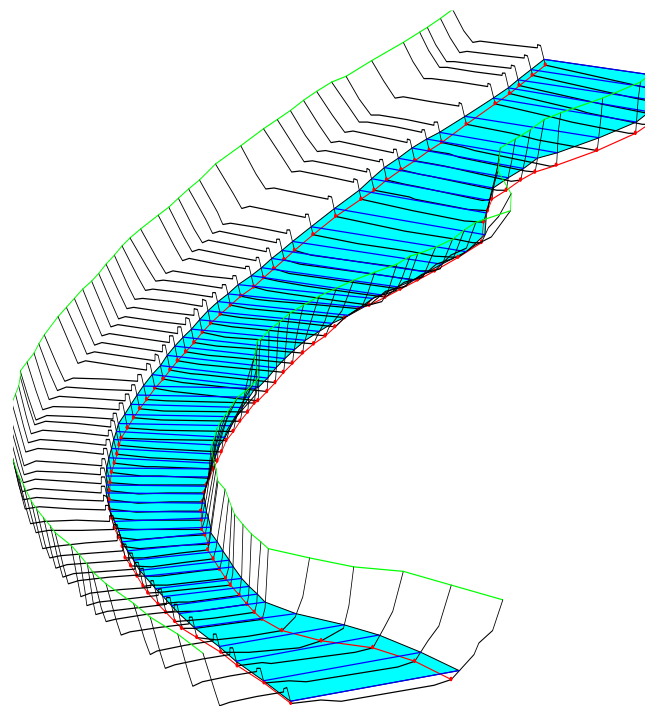
En general, el curso de agua ha sido controlado, en la curva critica (progresiva 5+640), aguas arriba existe un control en el flujo, al final de la curva (progresiva 5+525.46), la curva ya no se cierra y el flujo es continuo.

Con el caudal para periodo de retorno de 25 y 50 años los problemas de rebalse en el tramo están solucionados, los tirantes máximos para estos caudales se encuentran al mismo nivel y 0.10 m. por debajo de la plataforma.

Con el caudal para un periodo de retorno de 100 años las mediciones en el tramo son mayores, los tirantes máximos se encuentran a 0.20 m. por encima de la plataforma.

El muro defensivo en todo el tramo será diseñado con una altura de 0.6 – 1.0 m. por encima del tirante máximo en todo el tramo

**Figura 5.3**  
**Variante con canalización y muro defensivo**



**Cuadro N° 5.5**  
**Valores máximos del modelado con canalización y muro defensivo sec. 563.37**

Periodo retorno (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Nº de Froude	Clasificación	Tirante sobre la plataforma
25	336.44	2.36	11.66	2.51	Flujo Supercrítico	- 0.30
50	397.88	2.61	12.35	2.51	Flujo Supercrítico	- 0.10
100	464.01	2.88	13.02	2.52	Flujo Supercrítico	0.20



### 5.4.2. Canalización

En la variante se observa que esta alternativa ofrece la mejor solución técnica, desde el punto de vista hidráulico, se reduce el impacto del flujo sobre los muros de retención, los tirantes no exceden la altura de los muros, lo cual no produce rebalse y finalmente el flujo es uniforme a los 14 metros de ancho de la canalización.

Cumpliendo de esta manera con las condiciones previstas inicialmente:

- ☞ El flujo debe tender a ser uniforme en toda la sección transversal del canal.
- ☞ Las direcciones de las líneas de flujo deben tender a ser paralelas al eje del canal.
- ☞ No debe presentarse sobre-elevaciones ni rebalses.

Las secciones canalizadas se presentan a continuación, donde el corte de estas secciones debe ser realizado con voladura por presentar roca en aproximadamente un 60 por 100 de toda la canalización. Para determinar el volumen de corte se hizo uso de la siguiente relación.

$$V_c = \frac{[A_{c1} + A_{c2}]}{2} \times L \quad (5.1)$$

Donde:

$V_c$  = Volumen de corte en (m<sup>3</sup>).

$A_c$  = Área de corte en (m<sup>2</sup>).

$L$  = Longitud entre secciones transversales en (m).

**Cuadro N° 5.6**  
**Volumen canalizado por secciones**

Est.	Progreçiva km	Área m <sup>2</sup>	Area med. m <sup>2</sup>	Longitud m	Volumen m <sup>3</sup>
1	5+663	0.00			
2	5+639	18.95	9.48	23.70	224.56
3	5+624	47.94	33.45	15.52	519.07
4	5+601	32.74	40.34	23.28	939.12
5	5+586	31.75	32.25	14.90	480.45
6	5+563	8.25	20.00	22.35	447.00
7	5+541	30.56	19.41	22.74	441.27
8	5+525	31.68	31.12	15.17	472.09
9	5+516	0.00	15.84	9.09	143.99
<b>Total:</b>					<b>3667.54</b>

Es importante recalcar que los trabajos a realizar están orientados al control del cauce, debiendo interpretarse los resultados principalmente a la canalización, control del material solidó, entre otros, para el mantenimiento de la carretera.

### 5.4.3. Muro defensivo

Debido a las peculiaridades topográficas, hidrográficas y geológicas que presenta la zona, el trazo del eje de la vía en la mayoría de sus tramos que la comprenden, van paralelamente a las grandes corrientes, con lo que el diseño de obras de encauce se hace necesario para que de esta manera las corrientes de agua que fluyen hacia la plataforma con posible rebalses, aguas arriba y aguas debajo de las mismas.

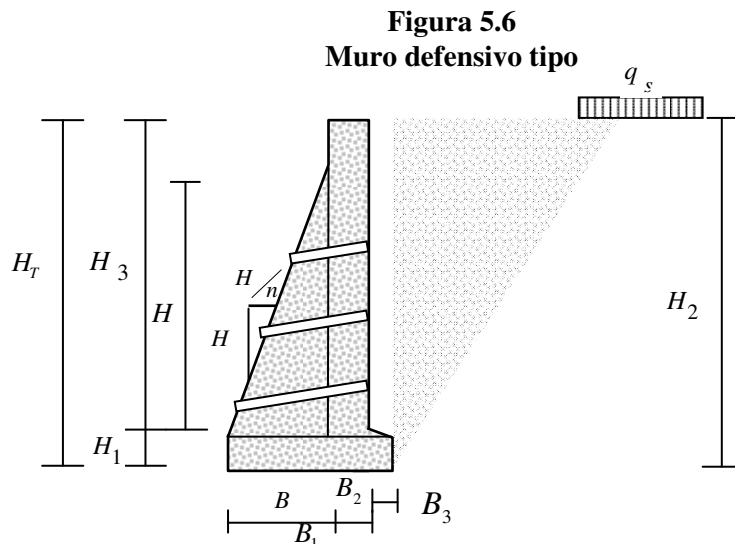
Estas obras de encauce estarán constituidas por muros defensivos aprovechando de esta manera al máximo los materiales de los diferentes ríos y quebradas.

El diseño de estos defensivos con hormigón ciclópeo, comprenden tanto la verificación a su estabilidad al vuelco, su estabilidad al deslizamiento y a la capacidad de soporte. Por otra parte estos muros están diseñados tomando en cuenta el estudio hidrológico, obteniendo los regimenes de flujo y los niveles máximos de agua para su diseño.

#### 5.4.3.1. Dimensionamiento de muros de retención

En general, para los muros defensivos tipo se adoptaran los siguientes parámetros:

- ☞ Determinar la inclinación adecuada del muro defensivo de tal manera que sea seguro (cumpliendo las condiciones de estabilidad) y económico.
- ☞ El tipo de material empleado para la materialización de los mismos es de H°C°.
- ☞ La altura de los muros defensivos para cada tramo dependerá del nivel máximo del agua tomando una altura de 0.6 -1.0 metros por sobre el tirante máximo en todos los muros defensivos.



### 5.4.3.1.1. Análisis de las fuerzas de empuje debido al suelo

Según la teoría de Rankine los pasos para diseñar las estructuras son:

#### 1.-Empuje activo:

$$E_a = K_a \times \gamma \times H_s \times H + \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \quad (5.2)$$

La altura de carga.  $H_s$ . debido a la sobre carga será:

$$H_s = \frac{q_s}{\gamma} \quad (5.3)$$

Reemplazando  $H_s$ . En 5.3

$$E_a = K_a \times q_s \times H + \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \quad (5.4)$$

Donde:

$E_a$  = Empuje activo hasta la profundidad “H” en (Kg/m).

$K_a$  = Coeficiente de empuje activo.

$\gamma$  = Peso específico del material en (Kg/m<sup>3</sup>).

$H$  = Profundidad a partir del extremo superior en (m).

$H_s$  = Altura equivalente provocada por  $q_s$  en (m).

$q_s$  = Sobrecarga equivalente de camión tipo H-20 en (Kg/m<sup>2</sup>).

El coeficiente de empuje activo es:

$$K_a = \cos \theta \times \frac{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}} \quad (5.5)$$

Si:  $\theta = 0$  (talud horizontal)

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.6)$$

Donde:

$\phi$  = Ángulo de fricción interna en (°).

$\theta$  = Ángulo sobre la horizontal del talud del material en (°).

#### 2.- Empuje pasivo:

$$E_p = \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma \times H_1^2 \quad (5.7)$$

Donde:

$E_p$  = Empuje pasivo en (Kg/m).

$K_p$  = Coeficiente de empuje pasivo.

$H_1$  = Altura de empuje pasivo en (m).

El coeficiente de empuje pasivo es:

$$K_p = \cos \theta \times \frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}} \quad (5.8)$$

Si:  $\theta = 0$  (talud horizontal)

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.9)$$

### 5.4.3.1.2. Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad de un muro defensivo, se concreta al cálculo de un muro de retención considerando las fuerzas externas actuantes y verificando que se cumpla los tres requisitos fundamentales de estabilidad.

#### 1. Verificación al vuelco

Teóricamente se evita, pasando la resultante dentro de la base; sin embargo se aconseja que caiga dentro del tercio medio de esta o bien que el coeficiente de dividir la suma de los momentos del peso del muro respecto al pie del mismo ( $\sum M_R$ , momento resistente al volteo) entre la suma de los momentos de las fuerzas motoras respecto del pie del muro ( $\sum M_M$ , momento motor al volteo) sea igual o mayor que el coeficiente que se adopte.

$$F_s = \frac{\sum M_R}{\sum M_M} \quad \text{Condición } F_s > 1,5 \quad \text{OK!} \quad (5.10)$$

Donde:

$F_s$  = Factor de seguridad contra volteo respecto al pie.

$\sum M_M$  = Suma de los momentos de las fuerzas volantes.

$\sum M_R$  = Suma de los momentos de las fuerzas resistentes.

#### 2. Deslizamiento

Se evitara esta falla cuando el coeficiente de fricción de los materiales en contacto de dividir la suma de las fuerzas horizontales resistentes ( $\sum H_r$ ) entre la suma de las fuerzas horizontales actuantes ( $\sum H_a$ ) sea mayor que el cociente que se adopte.

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$F_{sr} = \frac{\sum H_r}{\sum H_a} \quad \text{Condición: } F_s > 1,5 \quad \text{OK!} \quad (5.11)$$

$$H_r = \sum V \times \text{tag} \left( \phi \times \frac{2}{3} \right) + C * B \quad H_a = E_a \quad (5.12)$$

Donde:

$F_s$  = Factor de seguridad al deslizamiento.

$\sum H_r$  = Suma de las fuerzas resistir horizontales en (Kg)

$\sum H_a$  = Suma de las fuerzas actuantes horizontales en (Kg)

$\sum V$  = Fuerzas Verticales en (Kgr).

$\phi$  = Angulo de fricción del suelo (°)

$B_T$  = Base del muro en (m).

### 3. Verificación al hundimiento por capacidad de carga.

Se puede presentar una falla de los materiales cuando los esfuerzos a que se están trabajando, sean mayores que los especificados como admisibles para ellos.

Por lo tanto, esta falla se evitara verificando en cualquier sección de la estructura, se tenga esfuerzos menores que los permisibles, se deberán tener esfuerzos de compresión solamente, ya que el terreno no admite tensiones. Este se consigue haciendo que la resultante de las cargas pase por el tercio medio de la base de la estructura.

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina usando los principios de la mecánica de materiales.

$$q_2 = \frac{\sum V}{B_T} * \left( 1 + \frac{6 * e}{B_T} \right) \quad (5.13)$$

La excentricidad de la resultante se, R, se expresa como

$$e = \frac{B_T}{2} - \frac{(M_R - M_m)}{\sum V} \leq \frac{B_T}{6} \quad (5.14)$$

Condición

$$e \leq \frac{B}{6} \quad \text{OK!}$$

$$q_2 < \sigma_{\text{suelo}} \quad \text{OK!}$$

Donde:

$q_{\text{máx}}$  = Esfuerzo solicitante (Kgr/m<sup>2</sup>).

$\sigma_{\text{suelo}}$  = Esfuerzo admisible (Kgr/m<sup>2</sup>).

e = Excentricidad en (m).

$B_T$ ,  $M_R$ ,  $M_m$  y  $\sum V$  = Valores mencionados anteriormente.

De acuerdo a los valores de caudal obtenidos en el estudio hidrológico y de los resultados del modelo hidráulico con la canalización del tramo crítico, se determinaron las alturas de los muros defensivos para distintos tramos. Para lo cual se determino tres muros con diferentes dimensiones manteniendo el modelo tipo.

La ubicación de cada tipo de muro para dar protección a la carretera es la siguiente:

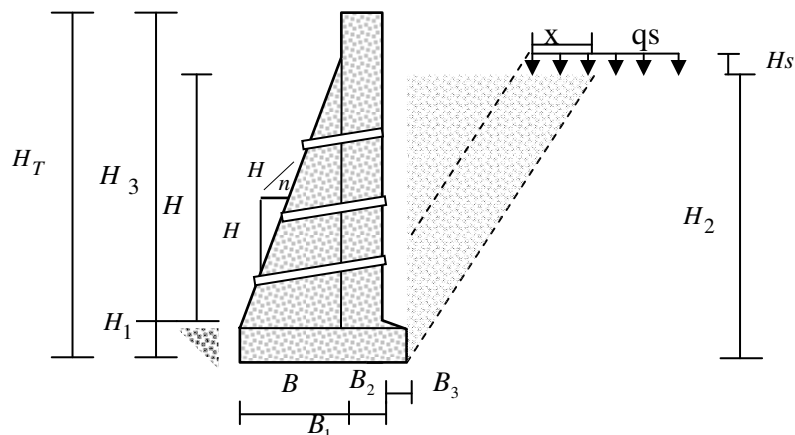
Muro, MT1 de la progresiva 5+578.27 a la 5+525.46

Muro, MT2 de la progresiva 5+663.12 a la 5+578.27 y de la 5+525.46 a la 5+516.37

Muro, MT3 de la progresiva 5+850 a la 5+663.12 y de la 5+516.37 a la 5+400

### 5.4.3.2. Diseño estructural muro defensivo tipo

Una vez determinada la altura de los muros en función a las máximas crecidas, se determina la profundidad de socavación, a los cuales se suma la altura de borde libre. (0.60 – 1.0).



#### Parámetros de diseño:

Peso específico  $H^{\circ}C^{\circ} = 2300 \text{ kg/m}^3$

Peso específico suelo =  $1900 \text{ kg/m}^3$

Capacidad de soporte adm..  $\sigma_{\text{suelo}} = 1.29 \text{ kg/cm}^2$

Angulo de fricción interna  $\Phi = 32^{\circ}$

Sobre carga camión MS-18 (AASHTO) 83  $q_s = 4000 \text{ kg/m}$ .

En los cuadros 5.7 y 5.8 se muestran todos los resultados obtenidos con las expresiones indicadas anteriormente, para cada tipo de muro con sus respectivas dimensiones.

**Cuadro N° 5.7**  
Dimensiones determinadas para el diseño de los muros

Muro	Dimensiones muro defensivo tipo								
	HT (m)	H (m)	H1 (m)	H2 (m)	H3 (m)	B (m)	B2 (m)	B1 (m)	LT (m)
MT 1	3.80	3.00	0.50	3.20	3.30	H/n	0.40	B+B2	53
MT 2	3.60	2.80	0.50	3.00	3.10	H/n	0.40	B+B2	94
MT 3	3.40	2.60	0.50	2.80	2.90	H/n	0.40	B+B2	304

El diseño estructural a detalle de cada muro se anexa en el Anexo VII.

**Cuadro N° 5.8**  
Resultados para la condición de estabilidad de los muros de contención

Muro tipo	n	BT (m)	Ea (kg/m)	Ep (kg/m)	MR (kg*m)	Mm (kg*m)	Hr (kg)	Ha (kg)	F.S. Volteo	F.S. Desliz	$e \leq B/6$ (m)	$q_{\text{máx}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
MT 1	3.0	1.70	3972.24	772.96	9990.4	3532.41	7009.16	3972.24	<b>2.83</b>	<b>1.76</b>	<b>0.20</b>	<b>0.98</b>
MT 2	2.8	1.70	3548.84	935.29	9439.6	2995.77	6841.55	3548.84	<b>3.15</b>	<b>1.93</b>	<b>0.15</b>	<b>0.85</b>
MT 3	2.89	1.60	3148.79	772.96	7922.0	2393.99	6090.51	3148.79	<b>3.31</b>	<b>1.93</b>	<b>0.15</b>	<b>0.80</b>

### 5.4.3.2.1. Análisis y verificación estructural

Con la finalidad de demostrar las causas que influyeron para que aproximadamente 60 m., de muro defensivo de hormigón ciclópeo haya colapsado por desprendimiento como se muestra en la siguiente foto, se procede a evaluar el muro defensivo, posteriormente se comparan los resultados obtenidos de la evaluación del muro colapsado con el muro rediseñado.

#### 1. Evaluación estructural muro colapsado de la progresiva 9+380 hasta la 9+440

De la evaluación realizada en la progresiva 9+400 se identificó que el muro de contención de hormigón ciclópeo se desprendió y fue arrastrado aguas abajo como se muestra en la foto, para determinar las causas por las que el muro colapso, se tomaron las medidas con las que se construyeron y se procedió a el análisis estructural en El Cuadro 5.9 se muestran las dimensiones actuales y los resultados obtenidos.



**Cuadro N° 5.9**  
**Resultado de la verificación de estabilidad**

a) Dimensiones de construcción

Muro defensivo actual	Dimensiones muro observado							
	HT (m)	H (m)	H1 (m)	H2 (m)	B (m)	B2 (m)	BT (m)	BT/6 (m)
Muro H°C° observado	2.00	1.90	0.10	2.00	0.4	0.50	0.9	0.15

b) Análisis de carga y verificación de estabilidad

Muro	Ea (kg/m)	Ep (kg/m)	MR (kg*m)	Mm (kg*m)	Hr (kg)	Ha (kg)	F.S. Volteo	F.S. Desliz	e (m)	qmax (kg/cm2)
Muro H°C° observado	2089.36	30.92	1761.63	1700.2	2078.16	2089.36	<b>1.04</b>	<b>0.99</b>	<b>0.43</b>	<b>1.40</b>

Los resultados de la evaluación y verificación de estabilidad muestran que el muro defensivo no cuenta con un diseño estructural, esto por el lado estructural y por el otro lado esta la socavación que pudo también ser la responsable del colapso.

## 2. Rediseño de muro defensivo de la progresiva 9+380 hasta la progresiva 9+440

Rediseño de muro defensivo con dimensiones que cumplan las condiciones requeridas.

**Cuadro N° 5.10**  
**Rediseño muro defensivo**  
 a) Dimensiones adecuadas

Muro H°C° Rediseñado tipo	Dimensiones muro rediseñado								
	HT (m)	H (m)	H1 (m)	H2 (m)	H3 (m)	B (m)	B2 (m)	B1 (m)	LT (m)
MT4	3.0	2.20	0.50	2.40	2.50	H/n	0.40	B+B2	60

b) Análisis de carga y verificación de estabilidad

Muro tipo	n	BT (m)	Ea (kg/m)	Ep (kg/m)	MR (kg*m)	Mm (kg*m)	Hr (kg)	Ha (kg)	F.S. Volteo	F.S. Desliz	e≤B/6 (m)	qmax (kg/cm2)
MT 4	3.14	1.40	2418.74	626.1	5377.0	1566.28	4852.64	2418.74	<b>3.43</b>	<b>2.01</b>	<b>0.13</b>	<b>0.74</b>

### 5.5. Erosión y socavación

#### 5.5.1. Antecedentes

Como ya se menciona anteriormente, en la inspección visual detallada, se ha efectuado el área comprendida en la progresiva 9+400 a causa de las riadas y por las secciones estranguladas del angosto de Chaupi Uno, el agua ha llegado a sobrepasar la cota del muro de contención, llegando a inundar la calzada, afectando a la berma. Por empuje hidrostático combinado con la socavación del pie del muro, se ha destruido un sector del muro de hormigón ciclópeo en una extensión aproximada de 20 metros.

#### 5.5.2. Análisis de socavación

La socavación es el fenómeno que consiste en la remoción de partículas de suelo por la acción del agua en el fondo de los cauces, al pie de los muros defensivos, en las proximidades de las pilas y al pie de los estribos de los puentes, debido a diversos factores que influyen sobre el mismo, tales como la pendiente, velocidad, y energía de circulación del cauce, tipo de régimen de los ríos, la estratificación del suelo, el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), entre otros.

Además este fenómeno de socavación, que es una erosión local, se adiciona la degradación del lecho (erosión generalizada) o arrastre de material sólido correspondiente al caudal que se trata, que de alguna manera contrarresta este fenómeno. La erosión generalizada corresponde simplemente a la tendencia natural de un río aluvial a adquirir la profundidad de la corriente



correspondiente al caudal que se presente, naturalmente que a una mayor descarga no implica necesariamente una sobre elevación de la superficie libre.

Como la socavación no es fenómeno permanente, sino que varía con el tiempo para un caudal constante de régimen supercrítico como los que presenta gran parte de los ríos y quebradas que se contempla, la socavación avanza con el tiempo hasta llegar a una situación de equilibrio en la que la velocidad de la corriente, que ha venido disminuyendo a medida que avanza la erosión, llega a ser igual a la velocidad crítica de iniciación del movimiento de las partículas de fondo. En ese momento el transporte sólido se detiene y termina la erosión.

#### **5.5.2.1. Erosión local**

Es importante considerar el fenómeno de socavación en un punto específico para el diseño de estructuras que se sitúan en el curso del río, como ser las pilas de puentes, tanto para el diseño mismo de las pilas como para la determinación de la cota de fundación. La quebrada que presenta corrientes complejas que al chocar el flujo de los mismos con dichos elementos producen una interacción entre el flujo alrededor del pilar y el lecho fluvial para cada caudal, ocasionando de esta manera una socavación al pie de estos elementos estructurales.

El cálculo de la profundidad de socavación producida por los pilares situados en el curso del río es complejo, pues intervienen conceptos de hidrodinámica, hidráulica fluvial, transporte de sedimentos e hidráulica experimental. Para su determinación se empleó la siguiente ecuación:

$$h = 2 \times Y \times \left( \frac{D}{Y} \right)^{0.65} \times F^{0.43} \quad (5.15)$$

La cual depende de las características de la corriente, del aporte sólido y de la geometría de la estructura situada en el curso del río. Las características de la corriente se expresan como la profundidad de la corriente o tirante (Y) para el caudal de diseño, la velocidad media (V) y el número de Fraude (F) para la velocidad y tirante antes señalados, que corresponden a una sección transversal del río ubicada inmediatamente aguas arriba del pilar con diámetro (D).

#### **5.5.2.2. Socavación al pie de los muros defensivos**

Para su determinación existen varios métodos, de los cuales se emplearon los que mejor se acomodan a las características del tipo de terreno que contempla la carretera, las mismas consideran como variables a la velocidad de la corriente, sección del cauce y el nivel de

aguas extraordinarias en un determinado punto en el cual se quiera calcular la profundidad de socavación corregida por el coeficiente K que depende de las características del lecho del río.

Para su determinación se emplea la siguiente ecuación:

$$h = K \times H \times V^2 \quad (5.16)$$

Donde:

$h$  = Profundidad de socavación a partir del fondo del lecho del río (m).

$H$  = Nivel de aguas máximas extraordinarias N.A.M.E. (m).

$V$  = Velocidad de la corriente de agua (m/s).

$K$  = Coeficiente que depende del tipo de material del lecho del río.

### Rugosidad del Lecho

$$K_{sd} = d_{90} * \alpha * \theta \quad (5.17)$$

Donde:

$\theta$  = parámetro de movilidad en función del tirante y la pendiente.

$\alpha = 2$  para arenas y gravas.

$d_{90}$  = Diámetro 90 (m).

Como los regímenes son turbulentos

### Parámetro de movilidad de la partícula en función al tirante

$$\theta = \frac{Y \times S}{(2.65 - 1) \times g \times d_{50}} \quad (5.18)$$

Donde:

$Y$  = Tirante (m)

$S$  = Pendiente del gradiente hidráulico del cauce (m/m)

$d_{50}$  = Dimensión del 50 % de las partículas que determinen la socavación (m)

Todas estas variables y parámetros pueden ser fácilmente determinadas como se muestra en el Anexo IX.

### 5.5.3. Descripción de los resultados

Para determinar la socavación en los muros, los datos necesarios son extraídos del estudio hidrológico, del modelo hidráulico y de la granulometría del cauce en cuestión. El cálculo de la profundidad de socavación fue determinada por medio de las ecuaciones 5.16, 5.17 y 5.18.

El coeficiente K., que depende del tipo de material del lecho del río, el cual se determina en función al parámetro de movilidad, puede ser obtenido de tablas.

En el presente estudio se determina el coeficiente K con el propósito de obtener resultados más reales. En el Cuadro 5.11 se muestran los datos iniciales para determinar el coeficiente K. para lo cual se extrae de la granulometría (Ver Anexo VIII) los siguientes parámetros.

$$d_{50} = 0.025 \text{ m}$$

$$d_{90} = 0.062 \text{ m}$$

**Cuadro N° 5.11**  
**Condiciones hidráulicas del cauce para determinar el coeficiente K**

Prog.	Muro	Pte. (%)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Ancho río (m)	NAO Yn (m)	Tirantes Yn (m)			Velocidades (m/s)			θ	K
						Izq. Talud	Medio Cauce	Der. Muro	Izq. Talud	Medio Cauce	Der. Muro		
5+563	MT 1	1.83	397.88	14.06	2.61	2.3	2.46	2.33	2.53	12.34	4.07	0.1054	0.01307
5+578	MT 2	2.02	397.88	14.97	2.41	2.22	2.29	2.04	2.43	12.33	3.92	0.1018	0.01263
5+516	MT 3	2.54	397.88	15.92	2.33	2.08	2.16	1.53	5.38	13.26	3.73	0.0960	0.01191

Como se muestra en cuadro anterior los valores obtenidos como el parámetro de movilidad y el coeficiente K, fueron determinados en función al nivel de aguas ordinarias, que no es más que el tirante normal al pie del muro defensivo, paralela al margen derecho aguas debajo de la quebrada

**Cuadro N° 5.12**  
**Altura de socavación al pie de los muros defensivos**

Prog.	Muro	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	NAME H (m)	Tirantes H (m)			Velocidades (m/s)			K	Socavación muro (m)
				Izq. Talud	Medio Cauce	Der. Muro	Izq. Talud	Medio Cauce	Der. Muro		
5+563	MT 1	397.9	4.67	4.36	4.52	4.39	2.53	12.34	4.07	0.01307	0.9501
5+578	MT 2	397.9	4.5	4.31	4.38	4.13	2.43	12.33	3.92	0.01263	0.8014
5+516	MT 3	397.9	4.51	4.26	4.34	3.71	5.38	13.26	3.73	0.01191	0.6147

Para determinar la altura de socavación se trabaja con el nivel de las aguas máximas extraordinarias, que para nosotros es el tirante crítico en este caso a la altura del pie del muro defensivo

### 1. Evaluación de la profundidad de socavación muro colapsado

Luego de realizar el análisis de estabilidad al muro en cuestión, cuyos resultados demostraron que el mismo no contaba con un diseño estructural, de igual manera se cree que tampoco cuenta con una estimación de la profundidad de socavación y que este fenómeno también contribuyo en el colapso y pérdida de el muro

La verificación de la profundidad de socavación en el muro que colapso, se determinara con las mismas expresiones indicadas anteriormente, a diferencia de los resultados anteriores, en el Cuadro 5.13 se indican directamente los datos relevantes, como el tirante critica, tirante normal y la velocidad al pie de los muros defensivos.

**Cuadro N° 5.13**  
**Altura de socavación muro colapsado**

Prog.	Muro	Pte. (%)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Ancho río (m)	NAME Muro (m)	NAO Muro (m)	Vel. Muro (m/seg)	$\alpha$	$\Theta$	K	Socavación muro (m)
5+544	MT 4	1.93	324.22	12.74	4.41	2.3	4.18	2	0.1097	0.0136	<b>1.048</b>

Todas estas variables y parámetros pueden ser fácilmente determinadas como se muestra en el Anexo IX.

## 5.6. Evaluación de alcantarillas

### 5.6.1. Introducción

Debido a la topografía del terreno, el trazo del eje de la carretera en la mayoría de sus tramos que lo comprenden, van en forma paralela a las grandes corrientes, cursando muchos afluentes y quebradas con lo que el diseño del sistema de drenaje de la carretera se complico.

### 5.6.2. Inventario

En el levantamiento del inventario del drenaje transversal en el tramo en estudio se siguieron las siguientes tareas:

- ☞ Identificación del tramo de evaluación.
- ☞ Relevamiento de información de campo.
- ☞ Evaluación del drenaje en las alcantarillas del tramo

### 5.6.3. Drenaje transversal

Para el presente estudio con las características de cada sitio, se verifico que los tipos de alcantarillas usadas en los diferentes tramos de la carretera, son de tipo cajón de diferentes dimensiones de hormigón armado.

Se pudo verificar en sitio que las cabeceras de las alcantarillas en los diferentes tramos de la carretera están fabricadas de hormigón ciclópeo, esto por razones de economía, además tiene

una inclinación de ala que varía de 30° a 45° respecto al eje de la alcantarilla, cumpliendo las especificaciones de diseño.

En la construcción de la carretera y para el drenaje transversal se adopto alcantarillas tipo.

### **1. Alcantarillas tipo circular**

Este tipo de alcantarillas circulares son representadas mediante una nomenclatura que considera las alternativas anteriormente citadas, como se muestra en el siguiente ejemplo:

ATCI – R45 1 D1.0

ATCI es la abreviación del termino “Alcantarilla tipo circular”, R se refiere a una alcantarilla que forma un ángulo respecto con el eje de la vía, 45 significa el ángulo de los aleros 45°, 1 es el numero de alcantarillas, que en este caso se trata de una alcantarilla centrada y D1.0 se entiende como el diámetro interior del tubo.

### **2. Alcantarillas tipo cajón**

Este tipo de alcantarillas cajón son representadas mediante una nomenclatura que considera las alternativas anteriormente citadas, como se muestra en el siguiente ejemplo:

ATCA – 2.0x2.5x2.0

ATCA es la abreviación del termino “Alcantarilla tipo cajón”, el primer numero 2 se refiere al numero de unidades de una alcantarilla, el siguiente numero 2 corresponde a la luz, y finalmente el ultimo numero se refiere a la altura de la sección.

#### **5.6.4. Relevamiento de fallas**

Los problemas que se presentan en los diseños de estructuras hidráulicas cuando se necesita evaluar de manera confiable los volúmenes de sedimentos que los ríos transportan hasta las obras y que a menudo ocasionan fallas en la operación como es el caso de la quebrada de Chaupi Uno., donde varias alcantarillas colapsaron. Estas alcantarillas se colmataron con material sólido producido con una sola crecida.

Las siguientes alcantarillas se encuentran obstruidas y colmatadas por el sedimento que arrastra el curso de agua. En varios casos el arrastre de sedimentos, ha eliminado (ahogado) el emboque de la alcantarilla y en otros ha llenado completamente el conducto de la misma, llegando hasta el desemboque:

**Cuadro N° 5.14**  
**Alcantarillas obstruidas y colmatadas**

<b>Progresiva</b>	<b>Observaciones</b>
21+763	Alcantarilla colmatada e insuficiente
21+489	Alcantarilla colmatada
21+220	Alcantarilla colmatada e insuficiente
20+929	Alcantarilla colmatada
20+825	Alcantarilla colmatada e insuficiente
20+045	Alcantarilla colmatada e insuficiente
19+842	Alcantarilla colmatada e insuficiente
19+345	Alcantarilla colmatada e insuficiente
19+095	Alcantarilla colmatada e insuficiente
18+155	Alcantarilla colmatada
17+660	Alcantarilla colmatada
17+540	Alcantarilla colmatada
16+955	Alcantarilla colmatada
16+573	Alcantarilla colmatada e insuficiente

En base a los resultados obtenidos de la evaluación del tramo en estudio, donde la mayor parte de los destrozos y deterioros que presenta la carretera se debe a las máximas crecidas y al material sólido transportado de las subcuencas y que son directamente depositados en la carretera obstruyendo alcantarillas y socavando muros, estribos, pilas, entre otros.

#### **5.6.5. Hidráulica de Alcantarillas**

Hidráulicamente una alcantarilla es una construcción de longitud relativamente corta que se presenta en un escurrimiento superficial de aguas.

El funcionamiento hidráulico de las alcantarillas es sumamente variable y depende de numerosos parámetros: conformación de la entrada, pendiente, rugosidad, etc.

El diseño de la sección hidráulica de alcantarilla se basa en la previsión de un represamiento, aguas arriba del conducto, de manera de obtener una altura de carga  $H_r$  que otorgue eficiencia al escurrimiento con un menor costo de estructura. Este represamiento está condicionado por una serie de parámetros: Altura de terraplén, anegamiento de aguas arriba del conducto, tipo de alcantarilla, velocidad admisible del escurrimiento, etc.

De acuerdo con las condiciones hidráulicas emergentes aguas debajo de la alcantarilla pueden distinguirse dos comportamientos hidráulicos:

- ☞ Salida libre.
- ☞ Salida sumergida

Dentro del conducto el escurrimiento puede ser con o sin carga hidráulica: el flujo subcrítico o supercrítico; régimen uniforme o variado, de acuerdo a las reales condiciones emergentes.

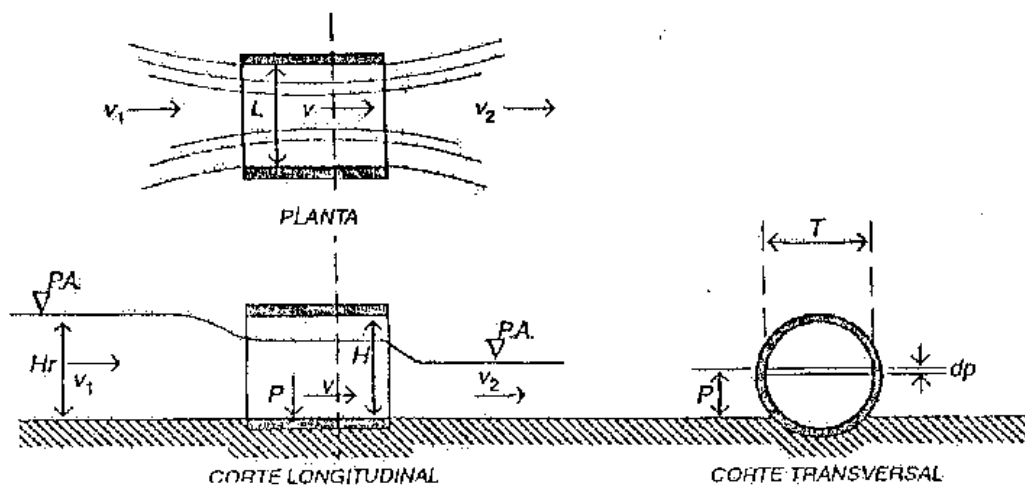
### 5.6.5.1. Escurrimiento con salida libre

#### 5.6.5.1.1. Escurrimiento sin presión

##### 1. Conducto ideal

Sea un conducto ideal con rugosidad ( $n = 0$ ) y pendiente longitudinal cero ( $s = 0$ ); (el interior del conducto no tiene incidencia en la regulación del caudal), de sección transversal cualquiera, con aguas represadas a la entrada con altura máxima igual a la altura de la alcantarilla, y con salida libre, figura 5.7. Estas condiciones de escurrimiento corresponden al funcionamiento hidráulico de una constricción (vertedero de pared gruesa).

**Figura N° 5.7**  
**Conducto ideal y escurrimiento con salida libre sin presión**



Fuente: Guillermo Cornero

La descarga del conducto queda expresada, de acuerdo a la ley de Bernoulli, de la siguiente forma:

$$E = Hr + \frac{v^2}{2g} = P + \frac{v^2}{2g} + hp \quad (5.19)$$

Siendo:

$E$  = altura total de la energía específica, en m.

$Hr$  = altura del remanso para escurrimiento sin presión, ( $Hr$  máx. =  $H$ ), en m.

$H$  = altura de la alcantarilla, en m.

$v_1$  = velocidad de escurrimiento antes del estrechamiento, en  $m/s^2$

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

$P$  = altura del agua en el conducto, en m.

$v$  = velocidad de escurrimiento en el conducto, en m/s

$h_p$  = Pérdida de carga debida a la embocadura, en m.

La velocidad  $v_1$  es notablemente inferior a  $v$  y prácticamente puede ser despreciada, obteniendo de esta manera valores de cálculo ligeramente inferiores a los reales de escurrimiento. Generalmente  $v_1$  es inferior a 1 m/s en consecuencia  $v_1^2/2g = 0.005$  m. en base a lo expuesto la expresión 6.1 queda reducida a:

$$E = Hr = P + \frac{v^2}{2g} + hp \quad (5.20)$$

La velocidad  $v$  del escurrimiento será:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (5.21)$$

Siendo  $Q$  el caudal de descarga, en  $m^3/s$ , y  $A$  la sección de escurrimiento, en  $m^2$ .

Reemplazando en 5.20 se obtiene:

$$E = Hr = P + \frac{Q^2}{2gA^2} + hp \quad (5.22)$$

Diferenciando con respecto a  $P$ , para un determinado caudal será:

$$\frac{dE}{dP} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dP} = 1 - \frac{v^2}{gA} \frac{dA}{dP} \quad (5.23)$$

La diferencia del área mojada cerca de la superficie es  $dA = T dP$  ( $T$  = ancho de espejo de agua), y siendo  $d$  la profundidad hidráulica ( $d = A/T$ ), puede expresarse:

$$\frac{dE}{dP} = 1 - \frac{v^2 T}{gA} = 1 - \frac{v^2}{gd} \quad (5.24)$$

En el estado crítico del flujo la energía específica es mínima, y por ende su derivada es cero.

En estas condiciones, operando la 5.20 puede obtenerse

$$\frac{v_c^2}{2g} = \frac{d}{2} \quad (5.25)$$

Esta expresión permite establecer que en un escurrimiento con flujo crítico la altura de velocidad es igual a la profundidad hidráulica. Esto es coincidente con la definición clásica del flujo crítico en la cual el número de Froude es unitario.



$$F = 1 = \frac{v}{\sqrt{gd}} \quad (5.26)$$

Para estas características del flujo se dice que la velocidad del escurrimiento es crítica ( $v_c$ ) y que la profundidad  $P$  del agua corresponde al tirante crítico;  $P=H_c$

Para la condición mínima, de la 5.24. Puede deducirse:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (5.27)$$

Ecuación que permite calcular el tirante crítico  $H_c$  y la velocidad crítica  $v_c$  para un caudal dado y una determinada sección. La relación entre la altura de remanso a la entrada del conducto y el caudal de escurrimiento puede ser obtenida de acuerdo al siguiente desarrollo:

La pérdida de carga  $h_p$  de la ecuación 5.18. Debido a la entrada del conducto puede expresarse como una fracción de la energía cinética:

$$h_p = K \frac{v_c^2}{2g} \quad (5.28)$$

Reemplazando en 5.20 y llamando  $(1+k)=1/k^2$  siendo  $k$  coeficiente de pérdida por embocadura, se obtiene:

$$H_r = H_r + \frac{v^2}{2gk^2} = H_c + \frac{Q^2}{A^2 2gk^2} \quad (5.29)$$

Operando:

$$Q = AK\sqrt{2g(H_r - H_c)} \quad (5.30)$$

Esta expresión corresponde al máximo caudal de descarga en un conducto para  $H_r=H$  con salida libre, de rugosidad nula y pendiente longitudinal cero.

## 2. Coeficiente K de Pérdida por Embocadura

Los valores del coeficiente  $K$  para distintos tipos de embocadura se determinan mediante ensayos, que pueden hacerse en laboratorio sobre modelos, o en campo sobre prototipos.

En base a los análisis de los valores propuestos por estos investigadores, se adoptan como valores de diseño del coeficiente  $K$  los consignados en las tablas 5.15 y 5.16, para distintos tipos de embocadura.

**Cuadro N° 5.15**  
**Valores del coeficiente k para diseño sección rectangular de hormigón**

tipo de embocadura	$\alpha^\circ$ (1)	k	k	eficiencia hidráulica
muros de vuelta	90°	0,4	0,85	0,94
muros de ala	30°-75°	0,23	0,9	1
extremos prolongados	0°	0,42	0,84	0,93
entrada conformada tres aristas (2)	30°-75°	0,09	0,96	1,07

- (1) Angulo que forma cada muro con respecto al eje longitudinal de la alcantarilla.  
 (2) Únicamente cuando trabaje con carga hidráulica.

Para secciones no rectangulares el coeficiente K de pérdida por embocadura depende de la forma de la sección de escurrimiento.

Se adoptan como valores de diseño del coeficiente K para caños de hormigón los consignados en el Cuadro 5.16.

**Cuadro N° 5.16**  
**Valores del coeficiente k para diseño para hr/h=1 para caños de hormigón**

Tipo de embocadura	$\alpha^\circ$ (1)	k	k	Eficiencia hidráulica
Muros de vuelta	90°	0,42	0,84	0,97
Muros de ala	30°-75°	0,32	0,87	1
Extremos prolongados	0°	0,56	0,8	0,92
Entrada abocinada (1)	--	0,09	0,96	1,1

### 3. Expresiones Analíticas para secciones rectangulares

Operando las ecuaciones genéricas 5.27 y 5.30. Para cada tipo de sección de conducto, que se desee puede obtenerse las expresiones que permiten resolver el diseño hidráulico de las alcantarillas.

$$Q = K L H_c \sqrt{2g (H_r - H_c)} \quad (5.31)$$

$$H_c = 0.467 \left( \frac{Q}{L} \right)^{2/3} \quad (5.32)$$

Operando

$$Q = L \left( \frac{K^2 H_r}{(0.2336 + 0.467 K^2)} \right)^{3/2} \quad (5.33)$$

#### **5.6.5.1.2. Esgurrimiento con presión**

Los muros de cabecera de la alcantarilla no suelen estar diseñados para que las mismas funciones con alturas de remanso mayores que la altura del conducto, en especial los muros de ala en los cuales, usualmente, el Terminal del ala tiene una altura de orden de la mitad de la del conducto.

Estas razones justifican la conveniencia de no diseñar conductos que funcionen con presión.

Cabe consignar que para que efectivamente la sección a la entrada del conducto funcione totalmente llena, la altura de remanso debe sobrepasar netamente la altura de la alcantarilla.

Sin razones de cualquier índole hacen necesario diseñar alcantarillas que trabajen con  $H_r \approx H$  ( $H_r \leq 1.5H$ ), y en lo posible no superar 1.2 H).

#### **5.6.5.2. Esgurrimiento con salida sumergida**

Una alcantarilla fluye con salida sumergida o bajo control de salida, cuando el cilindro no tiene la capacidad de transportar tanto flujo como puede recibir la abertura de la entrada. En alcantarillas que presentan, tanto la entrada como la salida sumergidas y el agua fluye bajo presión a lo largo de la longitud total de la alcantarilla completamente llena.

Esta es una suposición común de diseño, aunque no ocurre frecuentemente en la práctica. Además los factores que afectan el desempeño de las alcantarillas bajo control en la entrada, el desempeño de las alcantarillas bajo control en la salida también se afecta por la profundidad del agua en la descarga y ciertas características de las alcantarillas, que incluyen rugosidad, área, forma, pendiente y longitud.

#### **5.6.5.3. Velocidad de esgurrimiento**

Toda alcantarilla incrementa la velocidad de esgurrimiento del agua respecto a la del cauce natural. El diseño de una sección de alcantarilla debe realizarse de manera que la velocidad de esgurrimiento no provoque procesos erosivos, ya sea dentro del conducto como a la salida del mismo.

El mejor comportamiento hidráulico en la desembocadura de una alcantarilla con salida libre se produce cuando los muros de ala tienen un ángulo comprendido entre 30° y 40°. Ángulos menores provocan mayor anegamiento a la salida. El esgurrimiento a la salida de la alcantarilla, si bien provoca un resalto que consume energía, incrementa la velocidad del

agua. La velocidad máxima se produce a una distancia aproximadamente igual al doble de la profundidad del agua a la salida, y excede la velocidad en el interior de la alcantarilla en los siguientes valores: Extremos prolongados 1.3 veces y Muro de ala 30°- 45° 1.2 veces.

La verificación de la velocidad de escurrimiento se realiza en la desembocadura de la alcantarilla calculando el área mojada de acuerdo a la profundidad real del escurrimiento.

Tal profundidad depende de las características del flujo y responde al siguiente detalle:

#### **5.6.5.3.1. Conducción con salida libre**

- ☞ Flujo crítico y subcrítico: corresponde al tirante crítico aplicado desde el fondo del conducto.
- ☞ Flujo supercrítico: se calcula el tirante de acuerdo al funcionamiento hidráulico de canales.

#### **5.6.5.3.2. Conducción con salida sumergida**

- ☞ Totalmente sumergida: corresponde a la altura del conducto.
- ☞ Parcialmente sumergida: corresponde aplicar la altura a la salida Hs.

#### **5.6.5.4. Diseño hidráulico**

La verificación hidráulica se lo realizó aplicando las metodologías de diseño de alcantarillas propuestas por la Federal Highway, que utiliza graficas y verificando el tipo de escurrimiento, metodología aplicada y recomendada por el Ing. Guillermo Cornero.

#### **5.6.5.4.1. Análisis y verificación del dimensionamiento de las alcantarillas**

Las alcantarillas en su totalidad de las evaluadas han sido sometidas a verificación de redimensionamiento tomando en cuenta los siguientes parámetros:

- ☞ Intensidad de precipitación.
- ☞ Caudal de diseño usando los caudales máximos para precipitaciones de gran intensidad y poca duración.
- ☞ Los vestigios a la entrada y salida de la alcantarilla referente a los niveles máximos que ha dejado sus marcas en el conducto de la alcantarilla.
- ☞ El ancho y alto de las alcantarillas cajón.
- ☞ La pendiente longitudinal del cauce en el tramo perteneciente al emplazamiento de la alcantarilla.

**Aplicando las metodologías de diseño de alcantarillas propuestas por la Federal Highway, que utiliza graficas y verificando el tipo de escurrimiento.**

De la evaluación realizada a las alcantarillas hemos obtenido los siguientes resultados:

**Cuadro N° 5.17**  
**Resultado de la evaluación de las alcantarillas**

N°	Progresiva	Tipo	Alcantarilla	Longitud (m)	Cota drenaje (m)	Verificación de diseño	Reconstrucción total
1	21+783	Cajón ATCA 3	Triple 3x1.5x1.0	14.4	3032.18	No cumple	Si es necesario
2	21+220	Cajón ATCA 2	Doble 2x0.8x0.75	13.6	3017.51	No cumple	Si es necesario
3	20+825	Cajón ATCA 2	Doble 2x1.0x1.0	12.8	3002.6	No cumple	Si es necesario
4	20+045	Cajón ATCA 1	Simple 1x0.8x0.75	13.4	2978.31	No cumple	Si es necesario
5	19+842	Cajón ATCA 1	Simple 1x0.8x0.75	16.1	2970.71	No cumple	Si es necesario
6	19+345	Cajón ATCA 2	Doble 2x1.5x1.5	14.0	2948.00	No cumple	Si es necesario
7	19+095	Cajón ATCA 1	Simple 1x1.0x1.0	18.5	2945.35	No cumple	Si es necesario
8	16+955	Cajón ATCA 1	Simple 1x3.0x1.5	13.8	2873.61	Cumple	No es necesario
9	16+573	Cajón ATCA 1	Simple 1x1.0x1.0	15.3	2869.32	No cumple	Si es necesario

Luego de verificar el diseño hidráulico de las alcantarillas, con resultados negativos como se esperaba de acuerdo a lo previsto. La capacidad de las alcantarillas es sobrepasada por lo tanto de las 9 alcantarillas evaluadas 8 necesitan ser reconstruidas totalmente en base al nuevo rediseño.

Toda esta información va adjunta en un sola hoja de evaluación de condición, los resultados de esa evaluación hecha a cada alcantarilla se anexa en el Anexo X.

**Se analizó a las alcantarillas verificando si el diseño es el correcto para ello se diseñó en función a lo expresado por la Federal Highway, metodología aplicada y recomendada por el Ing. Guillermo Cornero.**

De ello podemos concluir

**Cuadro N° 5.18**  
**Rediseño de las alcantarillas evaluadas**

N°	Progresiva	Dimensiones anteriores				Dimensiones de rediseño			
		Tipo	B (m)	H (m)	L (m)	Tipo	B (m)	H (m)	L (m)
1	21+783	Cajón ATCA 3	1.5	1.0	14.4	ATCA 4	2.0	1.5	14.4
2	21+220	Cajón ATCA 2	0.8	0.75	13.6	ATCA 1	2.5	1.5	13.6
3	20+825	Cajón ATCA 2	1.0	1.00	12.8	ATCA 1	2.0	1.6	12.8
4	20+045	Cajón ATCA 1	0.8	0.75	13.4	ATCA 2	2.0	1.5	13.4
5	19+842	Cajón ATCA 1	0.8	0.75	16.1	ATCA 1	1.8	1.5	16.1
6	19+345	Cajón ATCA 2	1.5	1.50	14.0	ATCA 2	2.0	1.5	14.0
7	19+095	Cajón ATCA 1	1.0	1.00	18.5	ATCA 1	2.5	1.5	18.5
9	16+573	Cajón ATCA 1	1.0	1.00	15.3	ATCA 2	2.5	1.5	15.3

El cuadro anterior muestra las nuevas dimensiones de rediseño, resultado de la verificación hidráulica de las alcantarillas más importantes.

De la verificación en sitio cinco alcantarillas del total de 14, cuyo estado estructural esta en regulares condiciones, esto se debe a que no cuentan con un área de aporte significativo, por lo tanto estas alcantarillas solo necesitan limpieza de material.

**Cuadro N° 5.19**  
**Alcantarillas menores para limpieza de material**

Progresiva	Tipo	Base B (m)	Altura H (m)	Longitud L (m)	Cota drenaje (m)	Actividad a realizar
21+489	ATCA 1	0.80	0.75	13.4	3023.47	Limpieza
20+929	ATCA 1	0.80	0.75	12.0	3006.5	Limpieza
18+155	ATCA 1	0.80	0.75	11.5	2911.47	Limpieza
17+660	ATCA 1	0.80	0.75	12.0	2895.72	Limpieza
17+540	ATCA 1	0.80	0.75	14.0	2886.62	Limpieza

La limpieza de las alcantarillas colmatadas, cuyo costo también se toma en cuenta para determinar el monto total de las alternativas de solución.

De todas las alternativas de solución propuestas y analizadas en el presente proyecto, los estudios como ser la estimación del caudal sólido y el diseño de estructuras de gavión, cuyo análisis, estimación y resultados obtenidos se anexan en el Anexo XI y Anexo XII.

## CAPÍTULO VI ANÁLISIS DE COSTOS

### 6.1. Introducción

Producto de la evaluación de las explanaciones y de los resultados del modelo hidráulico de simulación por inundación y del análisis de las posibles soluciones para definir el trazo. Se llevaran acabo diferentes obras propuestas que contemplan verificación, diseño y rediseño.

### 6.2. Análisis de presupuesto

Para realizar este análisis se determinaron los presupuestos de las obras propuestas donde se realizo el cómputo métrico, análisis de precios unitarios y presupuesto. (Ver Anexo XIII).

El presupuesto total de las obras propuestas para dar solución al deterioro prematuro de la carretera, cuyo costo por obra y actividad fueron cuantificadas de la siguiente manera:

### 6.3. Costo de la canalización

La canalización de las secciones cuyo corte debe ser realizado con voladura por presentar roca en un 60 por 100 de toda la canalización. El Cuadro 6.1 presenta el monto total de la canalización que contempla excavación en roca y con maquinaria (Ver Anexo XIII).

**Cuadro N° 6.1**  
**Costo de la canalización excavación con voladura y con maquinaria**

Progresiva (km)	Volumen (m3)	Excavación con		Costo de excavación			
		Maquinaria (m3)	Voladura (m3)	Maquinaria (Bs)	Voladura (Bs)	Total (Bs)	Total (\$us)
5+663	224.56	89.82	134.73	2 400.07	12 415.78	14 815.85	2 057.76
5+639	519.07	207.63	311.44	5 547.78	28 699.18	34 246.96	4 756.52
5+624	939.12	375.65	563.47	10 037.26	51 923.68	61 960.94	8 605.69
5+601	480.45	192.18	288.27	5 135.05	26 564.11	31 699.16	4 402.66
5+586	447.00	178.80	268.20	4 777.54	24 714.63	29 492.17	4 096.13
5+563	441.27	176.51	264.76	4 716.29	24 397.80	29 114.09	4 043.62
5+541	472.09	188.84	283.25	5 045.70	26 101.88	31 147.58	4 326.05
5+525	143.99	57.59	86.39	1 538.92	7 960.96	9 499.88	1 319.43
5+516							
<b>Total:</b>						<b>241,976.64</b>	<b>33,607.87</b>

### 6.4. Costo de muro defensivo

Una vez realizado el cómputo métrico y el análisis de los precios unitarios (Ver Anexo XIII). El Cuadro 6.2 muestra el costo por muro tipo y el total de hormigón ciclópeo.

El costo total para la ejecución de los muros defensivos además del hormigón ciclópeo también contempla la excavación para su fundación, como el relleno y compactado.

**Cuadro N° 6.2**  
**Costo de los muros defensivos por tipo y longitud de H°C°.**

Muro defensivo tipo	Longitud HoCo (m)	Área HoCo (m <sup>2</sup> )	Volumen HoCo (m <sup>3</sup> )	Costo HoCo (Bs)	Costo HoCo (\$us)
Muro tipo 1	53	3.67	194.51	148 751.52	20 659.93
Muro tipo 2	94	3.49	328.06	250 883.89	34 844.98
Muro tipo 3	304	3.13	951.52	727 674.92	101 065.96
Muro tipo 4	60	2.47	148.2	113 335.95	15 741.104
<b>Total :</b>				<b>1,240,646.28</b>	<b>172, 311.98</b>

**Cuadro N° 6.3**  
**Costo de excavación manual relleno y compactado**

Tramo	Excavación manual		Relleno y compactado		Costo Total (Bs)	Costo Total (\$us)
	Volumen (m <sup>3</sup> )	Costo (Bs)	Volumen (m <sup>3</sup> )	Costo (Bs)		
MT 1	45.05	1 774.97	42.93	1 376.34	3 151.31	437.68
MT 2	79.90	3 148.06	70.50	2 260.23	5 408.29	751.15
MT 3	243.195	9 581.87	209.76	6 724.91	16 306.78	2 264.83
MT 4	42.00	1 654.80	34.20	1 096.45	2 751.25	382.12
<b>Total:</b>					<b>27,617.63</b>	<b>3,835.78</b>

### 6.5. Costo de las Alcantarillas rediseñadas

Resultado de la evaluación estructural e hidráulica de las alcantarillas observadas las mismas que un su totalidad deben ser rediseñadas. En el cuadro 6.4 se presenta todas las alcantarillas con sus nuevas dimensiones de rediseño.

Todas las alcantarillas son de tipo cajón de hormigón armado, en el diseño de las cabeceras de las alcantarillas al igual que en los diferentes tramos de la carretera, están fabricados de hormigón ciclópeo, en el siguiente cuadro se muestra el costo por obra una vez realizado el cómputo métrico, análisis de precios unitarios y presupuesto (Ver Anexo XIII).

**Cuadro N° 6.4**  
**Costo por obra de las alcantarillas tipo cajón de H°A°**

N°	Prog.	Dimensiones de rediseño				Volumen		Costo		Costo Total (Bs)	Costo Total (\$us)
		Alcantarilla	B (m)	H (m)	L (m)	H°A° (m <sup>3</sup> )	H°C° (m <sup>3</sup> )	H°A° (Bs)	H°C° (Bs)		
1	21+783	ATCA 4	2.0	1.5	14.4	73.4	22.2	143 038.4	16 946.9	159 985.21	22 220.17
2	21+220	ATCA 1	2.5	1.5	13.6	23.9	12.2	46 627.70	9 330.0	55 957.65	7 771.90
3	20+825	ATCA 1	2.0	1.6	12.8	20.5	8.0	39 888.69	6 118.0	46 006.69	6 389.82
4	20+045	ATCA 2	2.0	1.5	13.4	36.7	7.9	71 519.18	6 026.2	77 545.41	10 770.20
5	19+842	ATCA 1	1.8	1.5	16.1	23.8	11.1	46 413.45	8 473.4	54 886.88	7 623.18
6	19+345	ATCA 2	2.0	1.5	14.0	38.4	9.5	74 713.39	7 226.9	81 940.28	11 380.59
7	19+095	ATCA 1	2.5	1.5	18.5	32.6	12.2	63 416.79	9 337.6	72 754.38	10 104.78
8	16+573	ATCA 2	2.5	1.5	15.3	48.0	15.3	93 567.03	11 670.1	105 237.11	14 616.27
<b>Total:</b>										<b>654,313.62</b>	<b>90,876.89</b>



## 6.6. Costo de las obras para el control de material sólido

Resultado del diseño hidráulico y estructural de los diques con gavión presentados como alternativa para el control de sedimento, en el Cuadro 6.5 se presenta el costo por obra.

**Cuadro N° 6.5**  
**Costo por obra de los diques de gavión para el control de sedimento**

Subcuenca	Dique de control con gavión	Caudal diseño (m3/s)	Volumen gavión (m3)	Costo dique (Bs)	Costo dique (\$us)
Qda. Grande	DC 1	33.17	141.00	71 433.42	9 921.31
Qda. Puesto	DC 2	32.61	143.00	72 446.66	10 062.04
Qda. Pirhua Cancha	DC 3	12.41	99.75	50 535.35	7 018.80
Qda. Totorillas	DC 4	33.90	131.25	66 493.88	9 235.26
Qda. Los Mollecitos	DC 5	15.36	73.15	37 059.25	5 147.12
Qda sin Nombre(vial III)	DC 6	12.83	77.50	39 263.05	5 453.20
Qda. Las Candelarias	DC 7	13.45	79.80	40 428.28	5 615.04
<b>Total:</b>				<b>377,659.88</b>	<b>52,452.76</b>

## 6.7. Costo total de las obras propuestas en el presente estudio

En el cuadro 6.6 se muestra el costo total de las obras propuestas. El objetivo principal de estas obras es el de brindar la protección adecuada a toda a la infraestructura vial.

Por otro lado la propuesta presentada esta dirigida exclusivamente a la evaluación, diseño y rediseño de las estructuras que forman y dan protección a la carretera.

**Cuadro N° 6.6**  
**Costo total de las obras propuestas en el presente estudio**

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unid (Bs)	Precio total (Bs)	Precio total (\$us)
1	Excavación manual	m <sup>3</sup>	410.15	39.40	16 159.71	1 945.27
2	Excavación c/maquinaria	m <sup>3</sup>	1 467.02	26.72	39 198.77	5 444.27
3	Excavación en roca	m <sup>3</sup>	2 200.52	92.15	202 777.92	28 163.60
4	Hormigón armado	m <sup>3</sup>	297.40	1 947.69	579 243.01	80 450.42
5	Hormigón ciclópeo	m <sup>3</sup>	1 720.53	764.75	1 315 775.32	182 746.57
6	Dique con gaviones Maccaferri	m <sup>3</sup>	745.45	506.62	377 659.88	52 452.76
7	Relleno y compactado manual	m <sup>3</sup>	357.39	32.06	11 457.92	1 591.38
8	Limpieza de alcantarillas	m <sup>3</sup>	197.2	21.04	4 149.09	576.26
<b>Total:</b>					<b>2,546,421.62</b>	<b>353,669.67</b>

El presupuesto final que demandara su puesta en servicio de la carretera, en la cual no se toma en cuenta las obras de control de sedimento por razones económicas y tomando en cuenta el rediseño de las alcantarillas, con las que se satisface el transporte de sólido.

**Por lo tanto las alternativas de solución tienen un costo total de 2,168,761.74 Bs. 301,216.91 \$us. Son: Trescientos un mil doscientos diez y seis mil. 91 Dólares.**

## CAPÍTULO VII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1. Conclusiones

Debido a las peculiaridades topográficas, hidrográficas y geológicas que presenta la zona, el trazo del eje de la vía en la mayoría de sus tramos que lo comprenden, van paralelamente a las grandes corrientes, cruzando muchos afluentes y quebradas, en la construcción de la carretera las obras de encauce, muros de protección y estructuras hidráulicas no fueron diseñadas adecuadamente, tomando en cuenta las condiciones y características de la zona.

No haber considerado un periodo de retorno de 25 años en el cálculo hidráulico de las alcantarillas, un periodo de retorno de 100 años en el control del cauce paralelo a la carretera, no haber considerado el transporte de material sólido en el diseño hidráulico y haber proyectado la geometría vertical de la carretera al mismo nivel o por debajo del nivel de las quebradas, ocasionó daños de consideración.

De los análisis de evaluación realizados se concluye lo siguiente:

#### a).- Aspectos hidrológicos

- ☞ El resultado del análisis hidrológico nos indica que las lluvias máximas diarias corresponden a las lluvias de gran intensidad y que tienen una duración de dos horas.
- ☞ Para realizar las estimaciones de las lluvias se debe partir de los datos calibrados mediante los registros pluviográficos preferentemente, las formulas empíricas son poco confiables si es que no se realiza una calibración.
- ☞ Resultado de las obtenidas con la ecuación de Gumbel calibrada, dieron valores de 4 a 5 veces mayores que los obtenidos sin la calibración.

#### b).- Modelo hidráulico

- ☞ La simulación se realizó con caudales para 17 periodos de retorno de los cuales los recomendados para el diseño de estructuras viarias son de 25, 50 y 100 años de periodo de retorno. Estos caudales presentan cotas de calado superiores a la cota de la plataforma en varios tramos de la carretera, por lo tanto se confirma y se demuestra la simulación por inundación.

- ☞ Los resultados de estos tres caudales máximos presentan problemas, como tirantes que oscilan entre 1.82 y 4.10 m, las velocidades puntuales se encuentran por el orden de 1.56 y 13.96 m/seg., y la variación del número de Fraude se encuentra desde 1.0 hasta un máximo de 3.67, pero por lo general en las diferentes secciones en el curso principal se tiene valores que oscilan entre 2 y 3, lo cual nos indica que el flujo es supercrítico.
- ☞ En la primera curva del tramo del tramo adoptado para la simulación las pendientes son muy pronunciadas y la peña es de roca sólida, formándose una zona de reflujos, ocasionando que aguas abajo el flujo de agua sea en zigzag, debido a que se ensancha el lecho de la quebrada.
- ☞ En la segunda curva la quebrada se cierra a manera de una presa que ocasiona que la velocidad del flujo disminuya.

### c).- Canalización

- ☞ En la variante se observa que esta alternativa ofrece la mejor solución técnica, desde un punto de vista hidráulico, se reduce el impacto de flujo sobre los muros defensivos, los tirantes no exceden la altura de los muros, lo cual no produce rebalse.
- ☞ El incremento de la velocidad del agua favorece al arrastre de sólidos producidos por los derrumbes de la canalización.
- ☞ Por último el flujo es uniforme en los 14 metros de ancho de la canalización. Cumpliendo de esta manera con las condiciones previstas a continuación.
  - El flujo debe tender a ser uniforme en toda la sección transversal del canal.
  - Las direcciones de las líneas de flujo deben tender a ser paralelas al eje del canal.
  - No debe presentarse sobre-elevaciones ni rebalses.

### d).- Muros defensivos

- ☞ En varios puntos la subrasante de la carretera, esta al mismo nivel que la quebrada y el talud de los rellenos no cuenta con muros de protección.
- ☞ De la evaluación realizada a altura de la progresiva 9+400 se identificó que el muro de contención de hormigón ciclópeo se desprendió y fue arrastrado aguas abajo.

- ☞ Para determinar las causas por las que el muro colapso, se tomaron las medidas con las que se construyeron y se procedió a el análisis estructural.
- ☞ Los resultados de la evaluación y verificación de estabilidad, muestran que los muros defensivos no cuenta con un diseño estructural adecuado ya que no cumplen las condiciones de estabilidad, como ser. Factor de seguridad contra volteo  $F_s > 1,5$  valor obtenido de 1.0, Factor de seguridad al deslizamiento  $F_s > 1,5$  valor obtenido de 0.99.
- ☞ A causa de la riada y por la sección estrangulada del angosto de Chaupi Uno, el agua ha llegado a sobre pasar la cota superior del muro de contención, inundando la calzada y afectando a la berma infiltrándose entre el muro y el talud.
- ☞ Por el otro lado esta la socavación que en buena parte pudo también ser la responsable del colapso, por estas razones también se realiza la evaluación de la socavación.

#### **e).- Erosión y socavación**

- ☞ La evaluación del área comprendida entre las progresivas 16+573 a 23+280 (Puesto Grande), no solo transporta caudal liquido, sino importante cantidad de material sólido y en suspensión, que más allá se sedimentara, debido a que las subcuencas de aporte circundantes al trazo de la vía esta en acelerado y alto proceso de erosión.
- ☞ En varios puntos se ha constatado la presencia de erosión en el pie del talud de algunos rellenos, lo cual pone en riesgo la plataforma.
- ☞ Varios gaviones defensivos han sido afectados por la crecida y se encuentran volcados fuera de su posición original. Como causal se ha observado socavación al pie de los defensivos, el cual evidencio la fundación insuficiente, hecho que ha ocasionado la inclinación y desplazamiento de varios de ellos.
- ☞ Para determinar la altura de socavación se trabaja con el nivel de las aguas máximas extraordinarias, que para nosotros es el tirante critico en este caso a la altura del pie del muro defensivo. Los datos necesarios son extraídos del estudio hidrológico, del modelo hidráulico y de la granulometría del cauce en cuestión.
- ☞ La verificación de la profundidad de socavación en el muro que colapso, presenta socavación al pie del muro con una profundidad mayor a 1.0 metro, por lo tanto el muro pudo haber colapsado por socavación.

#### **f).- Alcantarillas**

- ☞ Debido a las precipitaciones pluviales ocurridas en fecha Febrero del 2007, se presento importantes aportaciones de escurrimiento por lluvias que se generaron en la zona del proyecto, ocasionando que varias alcantarillas hayan colapsado hidráulicamente la mayor parte de ellas fueron obstruidas y colmatadas por el arrastre de sedimento.
- ☞ La evaluación de las alcantarillas entre las progresivas km. 16+573 y 23+280 del tramo El Puente –Iscayachi, observándose la insuficiencia del sistema de drenaje transversal para drenar el caudal sólido y liquido.
- ☞ En varios casos el arrastre de material sólido, ha eliminado (ahogado) el emboque de la alcantarilla y en otros casos ha llenado completamente el conducto de la misma provocando que la carretera sea inundada.
- ☞ Luego de verificar el diseño hidráulico de las alcantarillas, con resultados negativos como se esperaba de acuerdo a lo previsto. La capacidad de las alcantarillas es sobrepasada, por lo tanto ocho de las alcantarillas del total de nueve evaluadas hidráulicamente necesitan ser reconstruidas totalmente en base al nuevo rediseño.
- ☞ Se analizo a las alcantarillas verificando si el diseño es el correcto, para ello se realizo la evaluación de condición y el diseño en función a lo expresado por la Federal Highway, metodología aplicada y recomendada por el Ing. Guillermo Cornero.

#### **g).- Controles de arrastre de sedimento tipo dique con gavión**

- ☞ Varios gaviones defensivos han sido afectados y se encuentran volcados fuera de su posición original. Como casual se ha observado al fundación insuficiente, hecho que ha ocasionado la inclinación y desplazamiento de varios de ellos.
- ☞ Claramente se pudo apreciar que la mayoría de estos gaviones son irreparables, estando totalmente desechos lejos de su posición actual, si observamos detenidamente las fotografías (Anexo I), da la impresión de que fuera echo de cartón, por la posición en la que quedo, al parecer por ahí paso un huracán.
- ☞ Los controles de arrastre de sedimento tipo dique con gavión, no son tomados en cuenta para determinar el presupuesto final que demandara su puesta en servicio de la carretera. En primer lugar estas estructuras solo pueden ser ejecutadas a largo plazo, previo estudio

del proceso erosivo de la cuenca de Chaupi Uno, en segundo lugar una vez rediseñadas las alcantarillas con dimensiones de tres veces su tamaño actual, con las cuales se satisface la circulación de los caudales líquido y sólido.

#### **h).- Aspectos económicos**

- ☞ El costo de la canalización cuya alternativa ofrece la mejor solución técnica, económicamente también ofrece una mejor solución, en comparación al costo de los muros defensivos como solución, ya que la canalización solo abarca el 11.1 % del costo total de las alternativas de solución.
- ☞ El costo de los muros defensivos de hormigón ciclópeo es mayor en comparación a los ejecutados con un incremento considerable de volúmenes. En el presente estudio el diseño y rediseño de los muros es el 58.5 % del costo total del presupuesto para dar solución a la carretera.
- ☞ El cambio de las dimensiones en las alcantarillas rediseñadas presentan pérdidas económicas de consideración, tomando en cuenta que las alcantarillas ejecutadas son estructuras nuevas y deben ser desechadas, la reconstrucción de las alcantarillas representa el 30.4 % del costo total de las alternativas de solución.
- ☞ Los costos calculados en el diseño y rediseño de las obras para dar solución a la carretera son elevados en relación a los ejecutados, esto debido al incremento de tamaño y volumen de las estructuras.

#### **7.2. Recomendaciones**

Las condiciones de deterioro que presenta la carretera en su tiempo de vida útil, y el resultado de los estudios de la evaluación nos permiten juzgar la calidad de la solución.

A pesar de las medidas adoptadas para reducir el deterioro debido a las peculiaridades topográficas, hidrográficas y geológicas que presenta la zona, es evidente que queda mucho por hacer.

De los análisis efectuados en el transcurso del presente estudio se notaron varios elementos que pueden hacer que un diseño hidráulico sea eficiente además cumpla la función para el que fue ejecutada.

### **a).- Aspectos hidrológicos**

- ☞ Para realizar un estudio hidrológico siempre en lo posible efectuar en base a registros pluviográficos o calibrar las ecuaciones con mediciones de instrumentos precisos.
- ☞ Elaborar una norma para el diseño de proyectos y estructuras hidráulicas, para utilizar en la elaboración de proyectos y que estos se adapten a nuestra región, de este modo no tener resultados diversos.

### **b).- Modelo hidráulico**

- ☞ Realizar un estudio de escurrimiento en el drenaje longitudinal, en base a que la plataforma de la carretera actual se encuentra muy baja, la cual fue inundada en su totalidad en los tramos críticos.
- ☞ Realizar una reevaluación del modelo hidráulico de la quebrada Chaupi Uno, en la que se revisen los parámetros de diseño como ser:
  - Tiempo de retorno
  - Arrastre de sedimentos

### **c).- Canalización**

- ☞ En primera instancia realizar el trazo en los planos topográficos, manteniendo el curso del agua que a la fecha presenta el tramo en estudio. Una vez realizado el trazo en el plano proceder al replanteo correspondiente.
- ☞ En la variante con canalización realizar la nivelación de la solera en los tramos críticos, de igual manera proceder a determinar el ancho adecuado de la quebrada, debiendo realizarse necesariamente cortes en la topografía de algunos sectores.

### **d).- Muros defensivos**

- ☞ Efectuar una revisión y ajuste completo del diseño de los muros defensivos para los sectores considerados críticos de la quebrada de Chaupi uno.
- ☞ Para el diseño y rediseño de los muros defensivo se debe tomar en cuenta la profundidad de fundación, valor determinado del análisis de socavación al pie de lo mismos.

**e).- Erosión y socavación**

- ☞ Realizas la estimación de la capacidad de del material sólido producido por las subcuencas cuyo afluente aguas abajo son descargados en la quebrada paralele a la carretera.
- ☞ Realizar un análisis completo en todas las estructuras expuestas al fenómeno de la socavación en función a un nuevo estudio hidrológico, y considerando la ubicación y la importancia de la carretera los periodos de retorno en el diseño y rediseño de las nuevas estructuras deben tener periodos de retorno un tanto mayores a los recomendados.
- ☞ Resultado de la evaluación se constato la insuficiente altura de fundación en todos los muros y controles de gavión, por lo tanto la estimación de la profundidad de socavación debe ser la que determine la altura de fundación d estas estructuras.

**f).- Alcantarillas**

- ☞ Para diseño hidráulico de las nuevas las alcantarillas debe tomarse muy en cuneta la estimación de los caudales máximos como también el arrastre de material (caudal sólido) para cada estructura.
- ☞ En la etapa de trazado es fundamental se analicen a detalle la problemática de la ubicación para las nuevas alcantarillas, tomando en cuenta que estas tienen un diseño tipo cajón de secciones múltiples. La variación o el incremento del ángulo de esviaje no es aconsejable en lo que hace el aspecto hidráulico ya que, bajo ciertas condiciones, se produce un mayor escurrimiento en una de las secciones, mientras que en otras menor escurrimiento, ocasionando el deterioro localizado en la alcantarilla.
- ☞ Los materiales retenidos durante el funcionamiento de la obra deben ser oportunamente retirados, de manera de no permitir obstrucciones ni desvíos en la corriente aguas arriba de la alcantarilla que puedan provocar erosiones en los terraplenes adyacentes.
- ☞ Debido a las peculiaridades topográficas que presenta la zona, el trazo del eje de la vía en la mayoría de sus tramos que lo comprenden, van paralelamente a las grandes corrientes, cruzando muchos afluentes y quebradas. Es importante establecer dentro de los departamentos viales de conservación, una sección de obras de arte que tenga a su



exclusivo cargo todas las operaciones y tareas destinadas a la conservación de tales obras.

**g).- Controles de arrastre de sedimento tipo dique con gavión**

- ☞ Se considera la construcción de estructuras de control y retención de material sólido. El diseño de estas estructuras de gavión debe de cumplir todas las condiciones hidráulicas y estructurales, para así evitar lo sucedido con los muros de control construidos en diferentes tramos los mismos que fueron arrastrados en su totalidad por no tener un estudio hidrológico y de sedimentos para su dimensionamiento.
- ☞ Con estas condiciones se requiere la construcción de dique de control y no así muros simples, la alternativa presentada en el presente proyecto plantea la construcción de controles tipo dique con gavión, cuyo diseño hidráulico y estructural cumplen los factores de seguridad requeridos y por ultimo el costo de los dique es menor a los muro de control presentado por la supervisión.
- ☞ La ejecución de estas estructuras solo pueden ser ejecutadas a largo plazo ya que primeramente debe llevarse acabo un estudio detallado del proceso erosivo que presenta la cuenca de Chaupi Uno.

**h).- Aspectos económicos**

- ☞ Se observa que el costo de las obras para dar solución a la carretera es elevado, por lo que se debe analizar los montos que demandara su puesta en servicio y como obtener el financiamiento correspondiente para este monto adicional.