

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, DRENAJE E  
HIDRÁULICA PARA LA REHABILITACIÓN DE  
CAMINOS RURALES EN EL DEPARTAMENTO DE  
PASCO. TRAMO: PARIAMARCA – YANACACHI -  
HUANCA**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

Para Optar el Título Profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

**FELICIANO JUNIOR TINEO NAJARRO**

**LIMA - PERU  
2005**

## INTRODUCCIÓN

---

Durante los últimos años el Perú atravesó un periodo de recesión, agravada por una crítica situación de orden público que impactó prácticamente toda la actividad económica del país. Las condiciones sociales y de producción en general y particularmente de las zona rurales se han visto sumamente afectadas por motivo de deterioro de los accesos a zonas productoras y poblaciones rurales que dependen fundamentalmente de las carreteras y caminos vecinales del ámbito rural.

El Gobierno del Perú, entendiendo que el desarrollo se logrará solamente cuando se tengan los caminos en condiciones óptimas de transitabilidad, ha puesto en marcha el Programa de Rehabilitación de los Caminos Rurales, con la finalidad de dar solución a los problemas sociales y económicos, mejorar la calidad de vida de sus beneficiarios y se dinamice la comunicación entre las zonas rurales y la ciudad.

Las comunidades circundantes a las vías en estudio en la actualidad invierten grandes cantidades de horas hombre en movilizarse de una localidad a otra, siendo su principal medio de transporte los caballos, acémilas y transporte motorizados esporádicos. El Ministerio de Transporte mediante el Proyecto de Infraestructura de Transporte Rural (PROVIAS RURAL) ha decidido mediante la Contratación de los Servicios de Consultoría (Resolución N° 001-2004-MTC/21) la Elaboración de los Estudios de la Rehabilitación de los Caminos Rurales de los Tramos: **Pariamarca–Yanacachi-Huanca** y Andahuayla-8 de Diciembre.

El tramo Pariamarca–Yanacachi–Huanca, al cual se refiere el presente estudio, está ubicado en el Distrito de Ticlacayán, Provincia de Cerro de Pasco, Departamento de Pasco, tiene además una altitud media, de 3,900 m.s.n.m. y una longitud de 15.00 Km.

<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>2</b>
--------------------------	----------

<b>ÍNDICE.....</b>	<b>3</b>
--------------------	----------

## **CAPITULO I: GENERALIDADES**

<b>1.1. GENERALIDADES.....</b>	<b>7</b>
--------------------------------	----------

## **CAPITULO II: MARCO TEORICO**

<b>2.1. GENERALIDADES.....</b>	<b>8</b>
--------------------------------	----------

<b>2.2. ANÁLISIS HIDROLÓGICO.....</b>	<b>8</b>
---------------------------------------	----------

<b>2.3. CLIMATOLOGÍA.....</b>	<b>8</b>
-------------------------------	----------

<b>2.3.1. LA ATMÓSFERA.....</b>	<b>8</b>
---------------------------------	----------

<b>2.3.2. LA HUMEDAD ATMOSFÉRICA.....</b>	<b>8</b>
---	----------

2.3.2.1. TENSIÓN DE VAPOR.....	9
--------------------------------	---

2.3.2.2. HUMEDAD ABSOLUTA.....	9
--------------------------------	---

2.3.2.3. HUMEDAD RELATIVA.....	9
--------------------------------	---

<b>2.3.3. EL VIENTO.....</b>	<b>9</b>
------------------------------	----------

<b>2.3.4. LAS PRECIPITACIONES.....</b>	<b>10</b>
--	-----------

<b>2.3.5. CARACTERÍSTICAS DE LA PRECIPITACION PLUVIAL.</b>	
--	--

2.3.5.1. ANALISIS DE LA INFORMACION PLUVIOMÉTRICA	10
---	----

2.3.5.2. FRECUENCIA DE UN SUCESO HIDROLÓGICO.....	11
---	----

2.3.5.3. PARÁMETROS QUE PAUTAN LA PRECIPITACIÓN...	18
--	----

2.3.5.4.	PRECIPITACIÓN DE DISEÑO PARA DURACIONES DE LLUVIA MENORES A 24 HORAS.....	19
2.3.5.5.	INTENSIDAD DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS.....	20
<b>2.4.</b>	<b>ANÁLISIS DE CUENCAS.....</b>	<b>21</b>
<b>2.4.1.</b>	<b>CUENCA HIDROLOGICA.....</b>	<b>21</b>
2.4.1.1.	PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS.....	22
2.4.1.2.	PARÁMETROS HIDROLÓGICOS.....	24
2.4.1.3.	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y EDAFOLÓGICAS.....	26
2.4.1.4.	CARACTERÍSTICAS FITOGRÁFICAS.....	27
<b>2.5.</b>	<b>CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO.....</b>	<b>27</b>
<b>2.5.1.</b>	<b>MEDICIONES DIRECTAS.....</b>	<b>28</b>
<b>2.5.2.</b>	<b>CORRELACION ENTRE REGISTROS PLUVIOMETRICOS Y CAUDALES DE DERRAME.....</b>	<b>28</b>
2.5.2.1.	METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO.....	28
2.5.2.2.	MÉTODOS EMPIRICOS.....	31
<b>2.6.</b>	<b>ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA OBRAS DE DRENAJE.....</b>	<b>34</b>
<b>2.6.1.</b>	<b>TIPOS DE DRENAJE.....</b>	<b>35</b>
2.6.1.1.	DRENAJE SUPERFICIAL.....	35
2.6.1.2.	DRENAJE SUB SUPERFICIAL.....	36
<b>2.6.2.</b>	<b>OBRAS DE DRENAJE.....</b>	<b>37</b>
2.6.2.1.	ALCANTARILLAS.....	37
2.6.2.2.	BADENES.....	42
2.6.2.3.	PUENTES Y PONTONES.....	42
2.6.2.4.	CUNETAS.....	44

### CAPITULO III: APLICACIÓN AL DRENAJE DE CARRETERAS

<b>3.1.OBJETIVOS DEL PROYECTO.....</b>	<b>49</b>
<b>3.2.DESCRIPCION DEL PROYECTO.....</b>	<b>50</b>
<b>3.2.1.    UBICACIÓN.....</b>	<b>50</b>
<b>3.2.2.    ACCESIBILIDAD.....</b>	<b>52</b>
<b>3.2.3.    SECCION TRANSVERSAL.....</b>	<b>52</b>
<b>3.2.4.    METAS FISICAS.....</b>	<b>53</b>
<b>3.3.INFORMACION GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO.....</b>	<b>55</b>
<b>3.3.1.    CLIMA.....</b>	<b>55</b>
<b>3.3.2.    PRECIPITACION.....</b>	<b>55</b>
<b>3.3.3.    CUENCAS HIDROLOGICAS.....</b>	<b>56</b>
<b>3.3.4.    INVENTARIO Y EVALUACION DE LA INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE EXISTENTE .....</b>	<b>57</b>
<b>3.4.ANALISIS HIDROLOGICO DE CUENCAS .....</b>	<b>60</b>
<b>3.4.1.    ANALISIS DE LA INFORMACION PLUVIOMETRICA .....</b>	<b>60</b>
<b>3.4.2.    ANALISIS DE FRECUENCIAS .....</b>	<b>62</b>
<b>3.4.3.    PRECIPITACION DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS .....</b>	<b>63</b>
<b>3.4.4.    INTENSIDAD DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS .....</b>	<b>63</b>
<b>3.4.5.    ANALISIS DE CUENCAS .....</b>	<b>65</b>
<b>3.4.6.    ESTIMACIONDEL CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO .....</b>	<b>67</b>
<b>3.5.ANALISIS HIDRAULICO DE LAS OBRAS DE DRENAJE .....</b>	<b>70</b>
<b>3.5.1.    ALCANTARILLAS .....</b>	<b>70</b>
<b>3.5.2.    BADENES .....</b>	<b>80</b>
<b>3.5.3.    PUENTES Y PONTONES .....</b>	<b>82</b>

<b>3.5.4. CUNETAS .....</b>	<b>84</b>
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>88</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>91</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>92</b>
<b>ANEXOS</b>	

---

**CAPÍTULO I**

---

**GENERALIDADES****1.1. GENERALIDADES**

El presente informe, trata de precisar el sistema de obras de drenaje que son necesarias para el tramo descrito, como alternativa para solucionar los problemas que suelen presentarse durante la época de lluvias, cuando las precipitaciones caen directamente sobre la vía y también en las cuencas que dan origen a los cursos de los ríos o quebradas, que cruzan transversalmente la vía causándole un daño a esta al entrar en contacto sin que cuente con las obras de drenaje respectivas.

Los pasos que se requerirán son:

- Determinar el número de obras existentes y así mismo proponer obras adicionales que ayuden a controlar los efectos negativos de la escorrentía, con el fin de precisar su caudal y tipo de flujo con respecto a la vía.
- Serán estudiadas las cuencas cuyos flujos de descarga son interrumpidos por la carretera, con el fin de precisar su caudal y tipo de flujo con respecto a la vía.
- Finalmente se realizará una lista del tipo de obras o estructuras que son necesarias para el control de la acción de los flujos de las quebradas, asimismo, de cada una de las obras se realizará un diseño para fijar su dimensionamiento y de este modo obtener el costo de cada estructura y así obtener el costo de las obras necesarias para mitigar los efectos negativos del agua para la transitabilidad, seguridad y durabilidad que toda carretera debe brindar al usuario.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. CONSIDERACIONES.

El presente estudio es aplicable para determinar obras de drenaje para caudales de derrame de pequeñas cuencas en superficies hasta 5 Km<sup>2</sup> en áreas montañosas y hasta 30 km<sup>2</sup> en áreas de llanura.

La elaboración de todo estudio requiere la estimación y el cálculo de diversos parámetros, que son requeridos para el modelamiento y análisis del fenómeno. Cada parámetro debe ser determinado a partir de datos existentes, los cuales deben ser recopilados y procesados por métodos convencionales probados, que nos den resultados coherentes de acuerdo al modelo utilizado.

#### 2.2 ANÁLISIS HIDROLOGICO

El diseño de los cruces de agua, requiere del conocimiento de las características de dichos cursos, para estimar la cantidad y tipo de flujo que puede pasar por determinado punto y dimensionar las estructuras que permitan el paso del flujo sin ocasionar daños a la vía ni generar impactos ambientales negativos.

Las características hidrológicas de una región se determinan por su clima, su estructura geológica, su configuración topográfica y sus características fitográficas.

#### 2.3 CLIMATOLOGIA

##### 2.3.1 LA ATMOSFERA

Desde el punto de vista hidrológico, la atmósfera cumple tres importantes funciones:

- a) como depósito de vapor de agua, en forma de nubes o niebla
- b) como sistema de transporte y distribución del agua atmosférica, por medio de una red de corrientes aéreas.

- c) Como colectora de calor proveniente, en forma directa, de la radiación solar o, en forma indirecta, de la radiación calórica de la tierra calentada a su vez por el sol.

## **2.3.2 LA HUMEDAD ATMOSFERICA**

La humedad atmosférica es uno de los elementos esenciales del ciclo hidrológico, origen de todas las precipitaciones y elemento de control de las tasas de evaporación del suelo y de la cobertura vegetal.

### **2.3.2.1 TENSIÓN DE VAPOR**

En cualquier mezcla de gases, cada uno de ellos ejerce una presión parcial independiente de los otros gases. La presión parcial ejercida por el vapor de agua se llama tensión de vapor.

Existe un valor al cual corresponde la máxima tensión de vapor posible a una determinada temperatura (tensión de saturación del vapor), a partir del cual toda cantidad adicional de agua solo puede existir bajo la forma sólida o líquida.

### **2.3.2.2 HUMEDAD ABSOLUTA**

Es la masa de vapor de agua contenida en un volumen determinado.

A una temperatura  $T$ , la humedad absoluta no puede sobrepasar el valor máximo correspondiente a la saturación.

### **2.3.2.3 HUMEDAD RELATIVA**

La humedad relativa es la relación entre la tensión de vapor existente en un momento determinado, y la tensión de saturación del vapor a la misma temperatura.

## **2.3.3 EL VIENTO**

El viento es un factor muy importante en numerosos procesos hidrometeorológicos. La humedad y el calor se transmiten con facilidad al aire y desde el aire, pues este tiende a adoptar las condiciones térmicas y de humedad de la superficie con que se pone en contacto.

Es un factor importante en la producción de la precipitación, ya que solo con la entrada continua de aire húmedo en una borrasca se puede mantener dicha precipitación.

### **2.3.4 LAS PRECIPITACIONES.**

La precipitación incluye la lluvia, la nieve y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre, tales como granizo y nevisca. La formación de precipitación requiere una elevación de una masa de agua en la atmósfera de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense. Los tres mecanismos principales para la elevación de masas de aire son la *elevación frontal*, donde el aire caliente es elevado sobre el aire frío por un pasaje frontal; la *elevación orográfica*, mediante la cual una masa de aire se eleva para pasar por encima de una cadena montañosa; y la *elevación convectiva*, donde el aire se arrastra hacia arriba por una acción convectiva, como ocurre en el centro de una celda de una tormenta eléctrica. Las celdas convectivas se originan por el calor superficial, el cual causa una inestabilidad vertical de aire húmedo, y se sostiene por el calor latente de vaporización liberada a medida que el vapor de agua sube y se condensa.

### **2.3.5 CARACTERISTICAS DE LA PRECIPITACION PLUVIAL.**

#### **2.3.5.1 ANÁLISIS DE LA INFORMACION PLUVIOMETRICA**

Para la estimación de caudales puede ser efectuado un *Análisis de Frecuencias de Eventos Hidrológicos Máximos*, aplicables a caudales de avenida y precipitación máxima. En caso de no contar con registros de aforo en el área del proyecto, se puede considerar el siguiente procedimiento:

- Uso de registros de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones.
- Procesamiento de las distribuciones de frecuencia más usuales y obtención de la distribución de mejor ajuste a los registros históricos.
- Análisis estadístico de precipitaciones máximas para períodos de retorno de 20, 50 y 100 años.
- Aplicación del modelo precipitación – escorrentía

### 2.3.5.2 FRECUENCIA DE UN SUCESO HIDROLOGICO.

Se entiende por frecuencia de un suceso hidrológico al número de veces que un valor de cierta magnitud es igualado o excedido durante un determinado periodo de años.

El análisis de frecuencia es una herramienta utilizada para, predecir el comportamiento futuro de las precipitaciones en un sitio de interés, a partir de la información histórica de precipitaciones. Es un método basado en procedimientos estadísticos que permite calcular la magnitud de la precipitación asociado a un período de retorno.

Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada. Cuando se pretende realizar extrapolaciones, período de retomo mayor que la longitud de la serie disponible, el error relativo asociado a la distribución de probabilidades utilizada es más importante, mientras que en interpolaciones la incertidumbre está asociada principalmente a la calidad de los datos a modelar; en ambos casos la incertidumbre es alta dependiendo de la cantidad de datos disponibles (Ashkar, et al. 1994). La extrapolación de frecuencias extremas en una distribución empírica de crecientes es extremadamente riesgosa (Garcon, 1994).

Para determinar la magnitud de eventos extremos cuando la distribución de probabilidades no es una función fácilmente invertibles se requiere conocer la variación de la variable respecto a la media. Chow en 1951 propuso determinar esta variación a partir de un factor de frecuencia  $K_T$  que puede ser expresado:

$$X_T = \mu + K_T \sigma$$

y se puede estimar a partir de los datos

$$X_T = \bar{x} + K_T s$$

Para una distribución dada, puede determinarse una relación entre  $K_T$  y el período de retorno  $T_r$ . Esta relación puede expresarse en términos matemáticos o por medio del uso de una tabla.

El análisis de frecuencia consiste en determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y determinar con el factor de frecuencia la magnitud del evento para un período de retomo dado.

### ○ DISTRIBUCION NORMAL

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también conocida como Campana de Gauss. Aunque muchas veces no se ajusta a los datos hidrológicos tiene amplia aplicación por ejemplo a los datos transformados que siguen la distribución normal.

#### **FUNCIÓN DE DENSIDAD**

La función de densidad está dada por

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}, \quad -\infty < x < \infty$$

Los dos parámetros de la distribución son la media  $\mu$  y desviación estándar  $\sigma$  para los cuales  $\bar{x}$  (media) y  $s$  (desviación estándar) son derivados de los datos.

#### **ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS**

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

$$s = \left\{ \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

#### **FACTOR DE FRECUENCIA**

Si se trabaja con los X sin transformar el KT se calcula como

$$K_T = \frac{X_T - \mu}{\sigma}$$

este factor es el mismo de la variable normal estándar

$$K_T = F^{-1}\left(1 - \frac{1}{T_r}\right)$$

**LIMITES DE CONFIANZA**

$$X_{Tr} \pm t_{(1-\alpha)} \cdot Se$$

donde  $\alpha$  es el nivel de probabilidad  $t_{(1-\alpha)}$  es el cuantil de la distribución normal estandarizada para una probabilidad acumulada de  $(1-\alpha)$  y  $Se$  es el error estándar

○ **DISTRIBUCION LOG NORMAL DE DOS PARÁMETROS**

Si los logaritmos  $Y$  de una variable aleatoria  $X$  se distribuyen normalmente se dice que  $X$  se distribuye normalmente.

Esta distribución es muy usada para el cálculo de valores extremos. Tiene la ventaja que  $X > 0$  y que la transformación Log tiende a reducir la asimetría positiva ya que al sacar logaritmos se reducen en mayor proporción los datos mayores que los menores.

Limitaciones: tiene solamente dos parámetros, y requiere que los logaritmos de las variables estén centrados en la media

**FUNCIÓN DE DENSIDAD**

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}}, \quad x > \infty$$

$$y = \ln x$$

Donde:

$\mu_y$  : media de los logaritmos de la población (parámetro escalar),  
estimado  $\bar{y}$

$\sigma_y$  : Desviación estándar de los logaritmos de la población,  
estimado  $s_y$ .

**ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS**

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i)$$

$$s = \left\{ \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \bar{y})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

### FACTOR DE FRECUENCIA

Si se trabaja con los X sin transformar el KT se calcula como

$$Kt = \frac{\text{Exp} \left\{ K_T * (\ln(1 + Cv^2))^{\frac{1}{2}} - \left( \frac{\ln(1 + Cv^2)}{2} \right) \right\} - 1}{Cv}$$

KT es la variable normal estandarizada para el TR dado,  $Cv = \frac{s}{\bar{x}}$  es el coeficiente de variación,  $\bar{x}$  media de los datos originales y s desviación estándar de los datos originales.

### LIMITES DE CONFIANZA

En el campo transformado.

$$\ln(X_{Tr}) \pm t_{(1-\alpha)} \cdot Se$$

$$S_e = \frac{(\delta S_y)}{\sqrt{n}} \quad \delta = \left( 1 + \frac{K_T^2}{2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

en donde, n numero de datos, Se error estándar, KT variable normal estandarizada.

### ○ DISTRIBUCION LOG GAMMA O LOG PEARSON DE TRES PARAMETROS

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria X se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con  $X_y$  y  $S_y$  como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X.

**FUNCIÓN DE DENSIDAD**

$$f(x) = \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \left( \frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp\left( -\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right)$$

donde,

$y_0 \leq y < \infty$  para  $\alpha > 0$

$\infty < y \leq y_0$  para  $\alpha < 0$

$\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros de escala y forma, respectivamente, y  $y_0$  es el parámetro de localización.

**ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS**

$$\alpha = \frac{S_y}{\beta^2}, \quad \beta = \left( \frac{2}{C_s} \right)^2, \quad x_0 = \bar{x}_y - \alpha\beta$$

$C_s$  es el coeficiente de asimetría,  $\bar{x}_y$  y  $S_y$  son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la muestra respectivamente.

**FACTOR DE FRECUENCIA**

$$\ln(Y_{Tr}) = \bar{x}_y + K_T \cdot S_y$$

$$K_T = z + (z^2 - 1) \frac{C_s}{6} + \frac{1}{3} (z^3 - 6z) \cdot \left( \frac{C_s}{6} \right)^2 - (z^2 - 1) \cdot \left( \frac{C_s}{6} \right)^3 + z \cdot \left( \frac{C_s}{6} \right)^4 + \frac{1}{3} \left( \frac{C_s}{6} \right)^5$$

donde  $z$  es la variable normal estandarizada

Este valor de  $K_T$  se encuentra tabulado de acuerdo al valor de  $C_s$  calculado con la muestra.

**INTERVALOS DE CONFIANZA**

$$X_t \pm t(1-\alpha) Se$$

$$Se = \frac{\delta \cdot S_y}{\sqrt{n}}$$

Donde  $S_y$  es la desviación estándar de los logaritmos de la muestra,  $n$  es el número de datos y  $\delta$  se encuentra tabulado en función de  $C_s$  y  $T_r$ .

#### ○ DISTRIBUCION GUMBEL O VALOR EXTREMO TIPO I

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos).

#### **FUNCIÓN DE DENSIDAD**

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[\left(-\frac{x-\beta}{\alpha}\right) - \exp\left(-\frac{x-\beta}{\alpha}\right)\right]$$

En donde  $\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros de la distribución.

$$F(x) = \int f(x) \cdot dx = \exp\left(-\exp\left(-\frac{x-\beta}{\alpha}\right)\right)$$

#### **ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS**

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s$$

$$\beta = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

donde  $\bar{x}$  y  $s$  son la media y la desviación estándar estimadas con la muestra.

#### **FACTOR DE FRECUENCIA**

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[ \ln \left( \frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \right\}$$

Donde  $T_r$  es el periodo de retorno.

#### **LIMITES DE CONFIANZA**

$$X_{T_r} \pm t_{(1-\alpha)} \cdot Se$$

$$Se = \frac{\delta \cdot s}{\sqrt{n}}, \quad \delta = \left(1 + 1.1396 \cdot K_T + 1.1 \cdot K_T^2\right)^{\frac{1}{2}}$$

KT es el factor de frecuencia y  $t(1-\alpha)$  es la variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de  $(1-\alpha)$ .

#### ○ PRUEBAS DE AJUSTE

Para determinar cuál de las distribuciones estudiadas se adapta mejor a la información histórica se puede utilizar, de entre otras pruebas de ajuste, el método de Smirnov Kolmogorov.

#### **PRUEBA SMIRNOV KOLMOGOROV**

El estadístico Smirnov Kolmogorov  $D_n$  considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra  $P(x)$  de la función de probabilidades

teórica, escogida  $P_0(x)$  tal que  $D_n = \max(P(x) - P_0(x))$ .

La prueba requiere que el valor  $D_n$  calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado  $D_n$  para un nivel de probabilidad requerido.

Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

- El estadístico  $D_n$  es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.
- Se fija el nivel de probabilidad  $\alpha$ , valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales.
- El valor crítico  $D_\alpha$  de la prueba debe ser obtenido de la tabla siguiente en función del nivel de significancia  $\alpha$  y el tamaño de la muestra  $n$ .
- Si el valor calculado  $D_n$  es mayor que el  $D_\alpha$ , la distribución escogida se debe rechazar.

**TABLA N° 02.01**  
**PRUEBA SMIRNOV KOLMOGOROV  $D\alpha$**

TAMAÑO DE LA MUESTRA n	NIVEL DE SIGNIFICANCIA $\alpha$				
	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01
1	0.90	0.95	0.975	0.99	0.995
2	0.684	0.776	0.842	0.900	0.929
3	0.565	0.636	0.708	0.689	0.829
4	0.493	0.565	0.624	0.689	0.734
5	0.477	0.509	0.563	0.627	0.669
6	0.410	0.468	0.519	0.577	0.617
7	0.381	0.436	0.483	0.538	0.576
8	0.359	0.410	0.454	0.507	0.542
9	0.339	0.387	0.430	0.480	0.513
10	0.323	0.369	0.409	0.457	0.486
11	0.308	0.352	0.391	0.437	0.468
12	0.295	0.338	0.375	0.419	0.449
13	0.285	0.325	0.361	0.404	0.432
14	0.275	0.314	0.349	0.390	0.418
15	0.266	0.304	0.338	0.377	0.404
20	0.232	0.265	0.294	0.329	0.352
25	0.208	0.238	0.264	0.295	0.317
30	0.190	0.218	0.242	0.270	0.290
40	0.165	0.189	0.210	0.235	0.252
n grande	$1.07\sqrt{n}$	$1.22\sqrt{n}$	$1.36\sqrt{n}$	$1.52\sqrt{n}$	$1.63\sqrt{n}$

### 2.3.5.3 PARAMETROS QUE PAUTAN LA PRECIPITACIÓN.

En general pueden sintetizarse las siguientes relaciones entre las variables que caracterizan una precipitación:

- La intensidad de una precipitación pluvial es tanto mayor cuanto más corta sea su duración.
- Precipitaciones de elevada intensidad se dan en superficies pequeñas.

- Precipitaciones de baja intensidad se dan en grandes superficies.
- La intensidad de una precipitación esta en función directa con su tiempo de recurrencia.

El periodo de retorno de diseño depende de la estructura diseñada. Para obras viales se sugieren los siguientes valores (Ven Te Chow 1998)

Tipo de Estructura	Periodo de retorno (años)
--------------------	---------------------------

#### Alcantarillas de carreteras

Volúmenes de tráfico bajos	5 – 10
Volúmenes de tráfico intermedio	10 – 25
Volúmenes de tráfico altos	50 – 100

#### Puentes de carreteras

Sistema secundario	10 – 50
Sistema primario	50 - 100

### 2.3.5.4 PRECIPITACION DE DISEÑO PARA DURACIONES DE LLUVIA MENORES A 24 HORAS

Se recurre al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

Si las estaciones de lluvia ubicadas en la zona, no cuentan con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas. Estas pueden ser calculadas a partir de las lluvias máximas. Por lo general la información que se encuentra disponible para estaciones diseminadas a lo largo del territorio es la precipitación máxima registrada en un periodo de 24 horas por lo que se utilizan formulas para ajustar la precipitación de acuerdo al periodo de duración deseado. Uno de estos modelos es el de Dick y Peschke (Guevara 1991). Este

modelo permite calcular la lluvia máxima en función de la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Donde:

$P_d$ : Precipitación total (mm)

$d$ : Duración en minutos

$P_{24h}$ : Precipitación máxima en 24 horas (mm)

### 2.3.5.5 INTENSIDAD DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS

La intensidad se halla dividiendo la precipitación  $P_d$  entre la duración.

Numerosos investigadores han determinado la correlación que se verifica en una determinada región entre la intensidad de precipitación y la duración de los aguaceros más copiosos para una recurrencia determinada.

Entre las expresiones más usuales que relacionen estos parámetros puede mencionarse la de Linsley, Kohler y Paulhus, según los cuales las curvas de intensidad – duración – frecuencia (I-D-F), se calculan indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{KT^m}{t^n}$$

Donde:

$I$ : Intensidad máxima (mm/min)

$K, m, n$ : Factores característicos de la zona de estudio

$T$ : Período de retomo en años

$t$ : duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior se obtiene:

$$\log(I) = \log(K) + m \cdot \log(T) - n \cdot \log(t)$$

O bien:  $Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$

Donde:

$$Y = \text{Log } (I), \quad a_0 = \text{Log } K$$

$$X_1 = \text{Log } (T) \quad a_1 = m$$

$$X_2 = \text{Log } (t) \quad a_2 = -n$$

Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de los datos existentes.

En base a estos valores de precipitación de 24 horas de duración obtenidos para cada periodo de retorno, puede estimarse la intensidad de lluvia y precipitación para duraciones menores a 24 horas.

En el Perú, lamentablemente no han continuado los esfuerzos emprendidos en 1983 por el IILA, de la UNI y el SENAMHI. Estas instituciones recolectaron la información hidrológica disponible para hallar curvas regionales de intensidad-duración-frecuencia. Son escasas las estaciones que ofrecen información automatizada de registros pluviales, por lo que existe bastante dispersión en los datos.

## 2.4 ANALISIS DE CUENCAS

En base a información cartográfica se puede delimitar las principales cuencas que desfogan a través de la carretera.

Se efectúa un inventario de las mismas y se determinan las características fisiográficas para la estimación de su aporte hídrico en aquellas que constituyen riesgo para la vía.

### 2.4.1 CUENCA HIDROLOGICA

Se denomina Cuenca Hidrológica a la porción de la superficie terrestre en la cual se encuentran todos los cuerpos de agua que fluyen a un punto dado en forma superficial o subterránea.

Las características topográficas, geológicas y fitográficas de una cuneca determinan su comportamiento hidrológico, y conjuntamente con las

características climáticas de la región, permiten valorar los derrames de agua producidos por las precipitaciones pluviales.

#### **2.4.1.1 PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS**

Se ha delimitado y medido la superficie de la cuenca desde el punto de ubicación de cada obra de arte proyectada, obteniéndose:

##### **ÁREA DE LA CUENCA. (A)**

Es la proyección horizontal de la superficie de drenaje de la cuenca.

##### **PERÍMETRO DE LA CUENCA. (P)**

El perímetro es la longitud del contorno de la cuenca.

##### **ANCHO MEDIO. (W)**

El ancho medio es el resultado de dividir el área de la cuenca, entre la longitud del curso más largo que contenga la misma. Su relación es:

$$W = \frac{A}{L}$$

Donde:

W: Ancho medio de la cuenca, en Km.

A: Área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.

L: Longitud del curso más largo, en Km.

##### **COEFICIENTE DE COMPACIDAD. (Kc)**

El coeficiente de compacidad (Gravelius) nos indica la relación que existe entre el perímetro de la cuenca y el de un círculo de área similar.

Si el valor de Kc es igual a la unidad indica que la cuenca tiene forma circular; lo que permite mayor oportunidad de crecientes, ya que los tiempos de concentración serán iguales para todos los puntos, si por el contrario el valor de Kc supera la unidad se trata de una cuenca que tiende a ser alargada.

La tendencia a mayores caudales de avenida es más acentuada cuanto más próximo a la unidad es el valor de Kc. Cuanto menor índice de compacidad tenga

una cuenca, menor será el tiempo que emplean las aguas provenientes de una precipitación para llegar al punto de derrame, condición que posibilita la formación de mayores caudales. Su relación es:

$$K_C = \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}}$$

Donde:

P: Perímetro de la cuenca, en Km.

A: Área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.

### FACTOR DE FORMA (F<sub>f</sub>)

El comportamiento de la tendencia mayor o menor de las avenidas extraordinarias en la cuenca es representado por la relación entre el ancho medio de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo. Los valores que se aproximen a la unidad reflejan la mayor tendencia de la cuenca a la presencia de avenidas extraordinarias de gran magnitud. Su relación es:

$$F_f = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

A: Área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>.

L: Longitud del curso más largo, en Km.

### PENDIENTE DEL CURSO PRINCIPAL (s)

Es un factor que influye en la velocidad del escurrimiento superficial, determinando por lo tanto el tiempo que el agua de lluvia demora en escurrir en los lechos fluviales que forman la red de drenaje. Se determina considerando el desnivel entre el punto más alto del cauce y el más bajo dividido por la longitud de dicho tramo. Realizando cálculos se obtiene:

$$S = \frac{\Delta H}{L}$$

Donde:

ΔH: Diferencia de cotas del cauce principal, en metros.

L: Longitud, en metros.

### 2.4.1.2 PARÁMETROS HIDROLÓGICOS

#### TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración  $T_c$  es el tiempo que demora una partícula en llegar desde el punto más lejano hasta la salida de la cuenca. Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad, entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración  $T_c$ .

El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca, de su pendiente, del área, de las características del suelo, de la cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

Para su determinación se utilizarán las conocidas formulas planteadas por Kirpich, Hathaway, Bransby - Williams y el US Corps. Of Engineers.

#### FÓRMULA DE KIRPICH (1940)

$$T_c = 0.06628 \frac{L^{0.77}}{s^{0.385}}$$

Donde:

$T_c$ : Tiempo de concentración en horas

L: Longitud del cauce principal en km

s: Pendiente entre altitudes máximas y mínimas del cauce en m/m

- Desarrollada a partir de la información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%)

**FÓRMULA DE CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE (1942)**

$$T_c = \frac{(0.886 L^3)^{0.385}}{H^{0.385}}$$

Siendo:

$T_c$  = Tiempo de concentración en horas

$L$  = Longitud de la vertiente (m)

$H$  = Diferencia de altura entre los punto de inicio y fin.

Esta fórmula se sustenta en las suposiciones siguientes:

- La cuenca se encuentra en equilibrio, donde el flujo de salida es igual a la precipitación pluvial menos toda la retención de agua en la cuenca.
- La precipitación es de intensidad uniforme en toda el área durante el tiempo de concentración, por lo que es susceptible a errores, aumentándose estos en la medida que la cuenca se hace más grande, por lo que es más aplicable para pequeñas cuencas.

**FÓRMULA DE HATHAWAY**

$$T_c = \frac{0.606 \cdot (L \cdot n)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

En la cual:

$T_c$ : Tiempo de concentración en horas

$L$ : Longitud del cauce principal en km

$N$ : Factor de rugosidad

$S$ : Pendiente en m/m

**FÓRMULA DE BRANSBY - WILLIAMS**

$$T_c = \frac{0.2433 \cdot L}{A^{0.1} \cdot s^{0.2}}$$

Donde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración en horas

L: Longitud del cauce principal (km)

A: Area de la cuenca en (km<sup>2</sup>)

s: Pendiente (m/m)

**FÓRMULA DEL US CORPS OF ENGINEERS**

$$T_c = 0.3 \frac{L^{0.76}}{s^{0.19}}$$

Donde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración en horas

L: Longitud del cauce en km.

s: Pendiente en m/m.

**2.4.1.3 CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS Y EDAFOLOGICAS.**

Las condiciones geológicas y edafológicas de la cuenca tienen una notable influencia en la integración de los caudales de derrame.

Las cuencas con terrenos superficiales permeables (suelos arenosos, ripiosos, turbosos, etc.) permiten infiltrar gran parte de la precipitación caída y consecuentemente proveen un bajo caudal de derrame. En cambio, los suelos arcillosos de escasa permeabilidad o los mantos de roca, dejan escurrir casi la totalidad del agua precipitada.

Las cuencas con terrenos superficiales permeables y grandes volúmenes efluentes de aguas subterráneas tienen un elevado caudal sostenido a lo largo del año con una relación relativamente pequeña entre el caudal máximo y el caudal medio.

Zonas de suelos erosionables que permiten la formación de cauces definidos, estimulan una rápida evacuación de los caudales de escurrimiento, originando bruscas avenidas de agua.

Es evidente la importancia de un detallado conocimiento de las condiciones geológicas y edafológicas de una cuenca para lograr una correcta evaluación de sus características hidrológicas.

#### **2.4.1.4 CARACTERÍSTICAS FITOGRAFICAS.**

La cobertura vegetal de una cuenca condiciona las cualidades del escurrimiento superficial.

Su incidencia en el proceso hidrológico responde a cuatro efectos característicos:

- a) provoca una intercepción de la lluvia, hasta la saturación de las hojas y ramas, en el comienzo de la precipitación. En aguaceros copiosos y de corta precipitación, es elevado el porcentaje de precipitación que queda detenido por la cobertura vegetal.
- b) Aumenta la evaporación del agua dada la enorme superficie mojada que provee el follaje.
- c) Provoca una dispersión de las gotas de lluvia reduciendo la importancia del impacto de las mismas en el proceso erosivo.
- d) Produce una fijación del suelo que contribuye al control de la erosión provocada por los escurrimientos superficiales.

#### **2.5 CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO**

Para la estimación del caudal de diseño, se presentan dos sistemas de evaluación:

- a) mediciones Directas
- b) Correlación entre Registros Pluviométricos y Caudales de Derrame.

### **2.5.1 MEDICIONES DIRECTAS**

Dado el elevado costo resultante se usa solamente para grandes cursos de agua. El periodo de tiempo de observación necesario para lograr resultados correctos debe ser superior a 20 años. La extrapolación en el tiempo puede ser realizada en base a comparación con registros de cuencas vecinas que presenten similares condiciones hidrológicas.

### **2.5.2 CORRELACION ENTRE REGISTROS PLUVIOMETRICOS Y CAUDALES DE DERRAME.**

Se basa en la valoración de los caudales de derrame partiendo de los datos de intensidad de precipitación máxima y evaluando los parámetros que condicionan el balance hidrológico de una cuenca.

#### **2.5.2.1 METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO**

La comparación detallada de una serie de pluviogramas correspondientes a una cuenca con la de los hidrogramas respectivos medidos en forma experimental permite establecer una correlación entre las intensidades y los caudales propios de esa cuenca. En base a este análisis se puede definir un procedimiento aproximado del cálculo de caudales de derrame denominado método del hidrograma unitario el cual, mediante una serie de trabajos simplificados, logra evaluar con suficiente certeza una serie de variables del proceso hidrológico y mediante su utilización, elabora el hidrograma correspondiente a un determinado pluviograma. Este método tiene validez práctica para cuencas mayores de 50 km<sup>2</sup> y permite valorar caudales de derrame en áreas de hasta 10,000 km<sup>2</sup>.

**HIDROGRAMA UNITARIO (SHERMAN 1932).** El Hidrograma Unitario, H.U; de las D horas de precipitación en una cuenca es el Hidrograma de Escorrentía Directa, resultante de una (01) unidad de lluvia neta caída en D horas, generada uniformemente sobre el área de la cuenca a una tasa uniforme (intensidad y distribución uniformes).

**METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR.** Como no se cuenta con datos de caudales, la descarga máxima será estimada en base a las precipitaciones y a las características de la cuenca, tomando en cuenta el método del Hidrograma Triangular.

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular. De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto pico como:

$$q_p = \frac{0.555A}{t_b}$$

Donde:

A: Área de la cuenca en km<sup>2</sup>

t<sub>b</sub>: Tiempo base en horas

q<sub>p</sub>: Descarga pico en m<sup>3</sup>/s/mm.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base t<sub>b</sub> y el tiempo de pico t<sub>p</sub> se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 \cdot t_p$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = \frac{t_c}{2} + t_r$$

Sin embargo para cuencas de más de 5.00 Km<sup>2</sup> de área el tiempo pico se calcula como:

$$t_p = \sqrt{t_c} + t_r$$

Donde: t<sub>r</sub> es el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t<sub>c</sub> como:

$$t_r = 0.6t_c$$

O bien con la ecuación:

$$t_r = 0.005 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

Donde L es la longitud del cauce principal en metros, S su pendiente en % y t<sub>r</sub> el tiempo de retraso en horas.

El caudal máximo se determina tomando en cuenta la precipitación efectiva P<sub>e</sub>.

$$Q_{\max} = q_p \cdot P_e$$

Pe puede ser calculada tomando en cuenta los números de escurrimiento propuesto por el U.S. Soil Conservation Service.

$$P_e = \frac{\left[ P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Donde N es el número de escurrimiento, Pe y P están en cm.

Los valores de N se determinan según la siguiente tabla:

**TABLA N° 02.02**  
**DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA - N**

GRUPO	VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN mm/h	TIPO DE SUELO
A	7.6 – 11.5	Estratos de arena profundos
B	3.8 – 7.6	Arena – limosa
C	1.3 – 3.8	Limos arcillosos, arenas limosas poco profundas
D	0.0 – 1.3	Suelos expansibles en condiciones de humedad, arcillas de alta plasticidad

COBERTURA	A	B	C	D
Arenas irrigadas	65	75	85	90
Pastos	40	60	75	80
Cuencas forestadas	35	55	70	80
Cuencas desforestadas	45	65	80	85
Áreas pavimentadas	75	85	90	95

CONDICIÓN DE HUMEDAD ANTECEDENTE	PRECIPITACIÓN ACUMULADA DE LOS 5 DÍAS PREVIOS AL EVENTO CONSIDERADO
I	0 – 3.60 cm.
II	3.60 – 5.30 cm.
III	Más de 5.30 cm.

### 2.5.2.2 MÉTODOS EMPIRICOS

Son utilizados para valorar caudales de derrame de pequeñas cuencas y permiten, con regular aproximación, evaluarlos en superficies de hasta 1 Km<sup>2</sup> En áreas montañosas a 30 Km<sup>2</sup> en áreas de llanura. Estos valores varían de acuerdo a diferentes autores.

Para poder evaluar correctamente un evento hidrológico, una fórmula empírica debe responder a las siguientes premisas:

- su expresión debe estar integrada solo por aquellos parámetros que representen fielmente la esencia del fenómeno.
- No debe contener demasiados parámetros o variables que compliquen su expresión, ya que una elección subjetiva de los mismos puede distorsionar los resultados.
- La asignación de valores a los parámetros debe ser echa en forma concreta y reflejar la real participación de una determinada variable en la integración del caudal.
- El procedimiento de cálculo debe estructurarse de manera de ser resuelto en forma rápida y sencilla.

### MÉTODO RACIONAL

Aplicable a cuencas pequeñas menores de 5 km<sup>2</sup>. El método supone que si un aguacero de intensidad y distribución uniforme cae en la totalidad de la cuenca, el caudal de derrame será máximo cuando la duración de dicho aguacero sea igual al tiempo de concentración de la cuenda, asume que el caudal pico es una fracción de la lluvia, expresada por un factor C menor a 1.

Esto se verifica ya que en ese momento toda el área contribuye a la formación del caudal, i según las gráficas de intensidad-duración es el tiempo que cumpliendo con dicha condición de aporte, corresponde a la máxima intensidad de precipitación.

En estas condiciones puede expresarse la siguiente ecuación:

**FORMULA RACIONAL BÁSICA**

$$Q = C.I.A/360$$

Donde:

Q = Escorrentamiento en m<sup>3</sup>/seg

C = Coeficiente de escorrentamiento

I = Intensidad de la precipitación pluvial en mm/hr

A = Área de drenaje en Hectáreas.

El coeficiente de escorrentía, es la variable menos precisa utilizada en la aplicación de la fórmula racional (Véase TABLA N° 02.03)

**TABLA N° 02.03**  
**COEFICIENTE DE ESCORRENTIA - C**

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERÍODO DE RETORNO (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Area de cultivos</b>							
Plano 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Alto superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<b>Pastizales</b>							
Plano 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Alto superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Bosques</b>							
Plano 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Alto superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Libro "Hidrología Aplicada" de Ven Te Chow.

El coeficiente C de la formula racional, puede determinarse con la ayuda de los valores mostrados en las tablas siguientes:

**TABLA N° 02.04**  
**VALORES PARA LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE**  
**ESCORRENTIA**

CONDICION	VALORES			
1. Relieve del terreno	k1=40 Muy accidentado pendiente mayor a 30%	k1=30 accidentado pendiente entre 10 y 30%	k1=20 Ondulado pendiente entre 5 y 10%	k1=10 Llano pendiente inferior a 5%
2. Parámetros del suelo	k2=20 Muy impermeable roca sana	k2=15 Bastante impermeable arcilla	k2=10 Permeable	k2=5 Muy permeable
3. Vegetación	k3=20 Sin vegetación	k3=15 Poca menos de 10% de la superficie	k3=10 Bastante hasta 50% de la superficie	k3=5 Mucha hasta 90% de la superficie
4. Capacidad de Retención	k4=20  Ninguna	k4=15  Poca	k4=10  Bastante	k4=5  Mucha

### COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

$k=k_1+k_2+k_3+k_4$	C
100	0.80
75	0.65
50	0.50
30	0.35
25	0.20

Fuente: Manual de diseño de caminos de bajo tránsito - anteproyecto

### FORMULA DE BURKLI – ZIEGLER

Basada en investigaciones experimentales y partiendo del método racional. Tiene aplicación en el cálculo del gasto máximo en una alcantarilla debido a un aguacero intenso en un área tributaria pequeño, menor a 250 Hás. (2.5 Km<sup>2</sup>)

Se calcula mediante la siguiente relación:

$$Q = 0.022 * C * A * H_m * (S/A)^{1/4}$$

Donde:

Q = Esguerrimiento en m<sup>3</sup>/seg

C = Coeficiente de permeabilidad del suelo

A = Área tributaria de la cuenca, en Hás.

H<sub>m</sub> = Altura de precipitación pluvial en cm/hr

S = Pendiente de la cuenca en m/Km

**TABLA N° 02.05**  
**COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD DEL SUELO - C**

DESCRIPCIÓN	FACTOR "C"
Calles pavimentadas y suelos impermeables	0.750
Suelos ligeramente impermeables	0.700
Calles ordinarias de ciudad	0.625
Suelos ligeramente permeables	0.500
Calles con parques y macadán hidráulico	0.300
Terrenos de cultivo y suelos muy permeables	0.250

## 2.6 ANALISIS HIDRÁULICO PARA OBRAS DE DRENAJE

Se define como el método de controlar o eliminar el movimiento de las aguas superficiales y subterráneas con la finalidad que no afecten la estructura y la vida del pavimento, a partir de la hidrología.

Para este fin se deben resolver tres problemas fundamentales para obtener una buena estabilidad y duración de la carretera, los mismos que son: la Topografía, clase de suelos y el drenaje, siendo este último de vital importancia, dependiendo de este la conservación del camino y su uso en cualquier época del año.

Las condiciones que debemos cumplir para obtener un buen drenaje son:

- El agua que circula en cantidades excesivas sobre el camino destruye el afirmado.
- Darle una salida cómoda y rápida al agua subterránea que circula adyacente al afirmado.
- La presencia de las heladas produce fuertes alteraciones en el agua de los terrenos de fundación.
- Aplicar drenes para impedir que el agua llegue al afirmado evitando también que las aguas del sub suelo lleguen al afirmado.

### **2.6.1 TIPOS DE DRENAJE**

Se presentan dos tipos de drenaje: drenaje superficial y drenaje subterráneo.

#### **2.6.1.1 DRENAJE SUPERFICIAL**

Referido al control del agua que circula o discurre sobre el terreno natural o sobre la carretera, provenientes de las lluvias o de inundaciones de ríos o aguas almacenadas.

El drenaje superficial comprende dos aspectos: uno que trata de evitar que el agua llegue al camino por medio de obras que lo protejan y el otro es el que debemos eliminar el agua que inevitablemente llega al camino; por medio de estructuras.

Las principales obras de protección del camino que se plantea son las siguientes:

**a) Bombeo de la superficie de rodadura.**

Se llama bombeo a la forma que se le da al camino para evitar que el agua proveniente de las lluvias se estanque y por lo tanto cause daños a la superficie de rodadura.

El bombeo comúnmente empleado en tramos de tangente es de 2% y en tramos de curva será el peralte el que permita esta eliminación de aguas superficiales hacia las cunetas laterales. Además las pendientes longitudinales son proyectadas para facilitar el escurrimiento del agua hacia las alcantarillas.

**b) Cunetas**

Son las estructuras destinadas a recoger el agua que escurre de la superficie de rodadura debido al bombeo así como el que escurre por los taludes de corte.

### **2.6.1.2 DRENAJE SUB SUPERFICIAL**

El drenaje subterráneo se refiere al control del agua en su paso por el subsuelo hacia la calzada de la carretera y se presenta en territorios planos o de lomería suave. El agua pluvial que se infiltra a través de los suelos desciende por efecto de la gravedad hasta un nivel denominado zona de saturación, a su nivel superior se llama nivel freático siendo esta la zona de aprovisionamiento para el agua que asciende por capilaridad.

La presencia de agua bajo la superficie puede dar lugar bajo ciertas condiciones a una presión hidrostática suficiente como para levantar el afirmado produciendo agrietamientos y afloramientos de agua, reblandeciendo el afirmado para producir luego baches y deslaves, este problema es mayor en tramos con pendiente ya que el agua se desplaza longitudinalmente en la dirección de esta, notándose la presencia de presiones hidrostáticas en las curvas verticales y en la parte baja del peralte de curvas.

Para el drenaje subterráneo se usan mayormente las siguientes soluciones:

- Sub drenes longitudinales
- Tubería cribada con material filtrante seleccionado.
- Drenes de penetración transversal
- Galerías filtrantes, cuando el flujo se encuentra a grandes profundidades.

## 2.6.2 OBRAS DE DRENAJE

Son aquellas que nos permitirán eliminar todas las aguas que atenten contra la estabilidad de la plataforma de la carretera, asimismo garantizar el tránsito normal sin interrupciones.

Esta obras que las trataremos detalladamente y serán motivo de diseño son las siguientes:

- Cunetas
- Alcantarillas
- Badenes

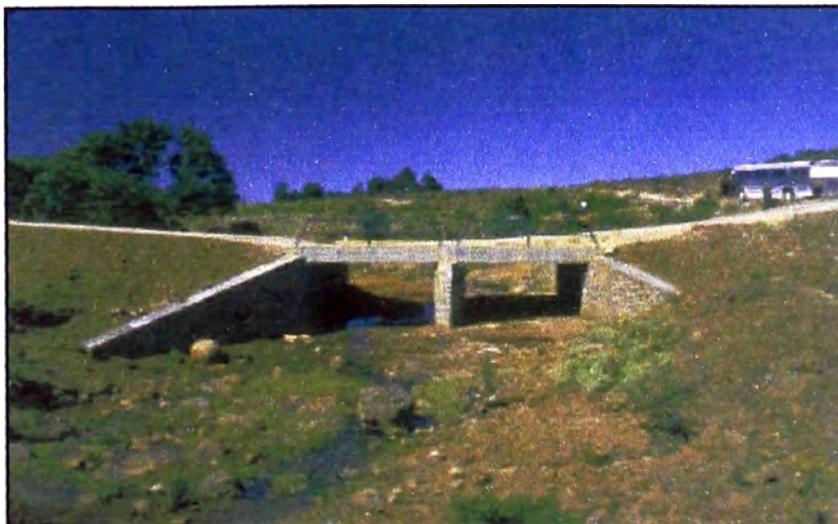
### 2.6.2.1 ALCANTARILLAS

Es una obra de arte destinada a pasar el agua de una banda a la otra de la vía, de manera que garantice la estabilidad del afirmado y lo proteja de cualquier perturbación que dañe la estructura.

Los caudales que recogen las alcantarillas son el producto de la determinación en cada caso de las cuencas tributarias que han sido determinadas a partir de la cartografía disponible, de manera que en la hoja de cálculos se introducen las áreas correspondientes y mediante fórmulas como las aplicadas para el método racional, se calculan los caudales, mientras que con la fórmula de Manning verificamos el tirante de las alcantarillas.

#### LAMINA N° 02.01

#### ALCANTARILLA EN CAMINO RURAL



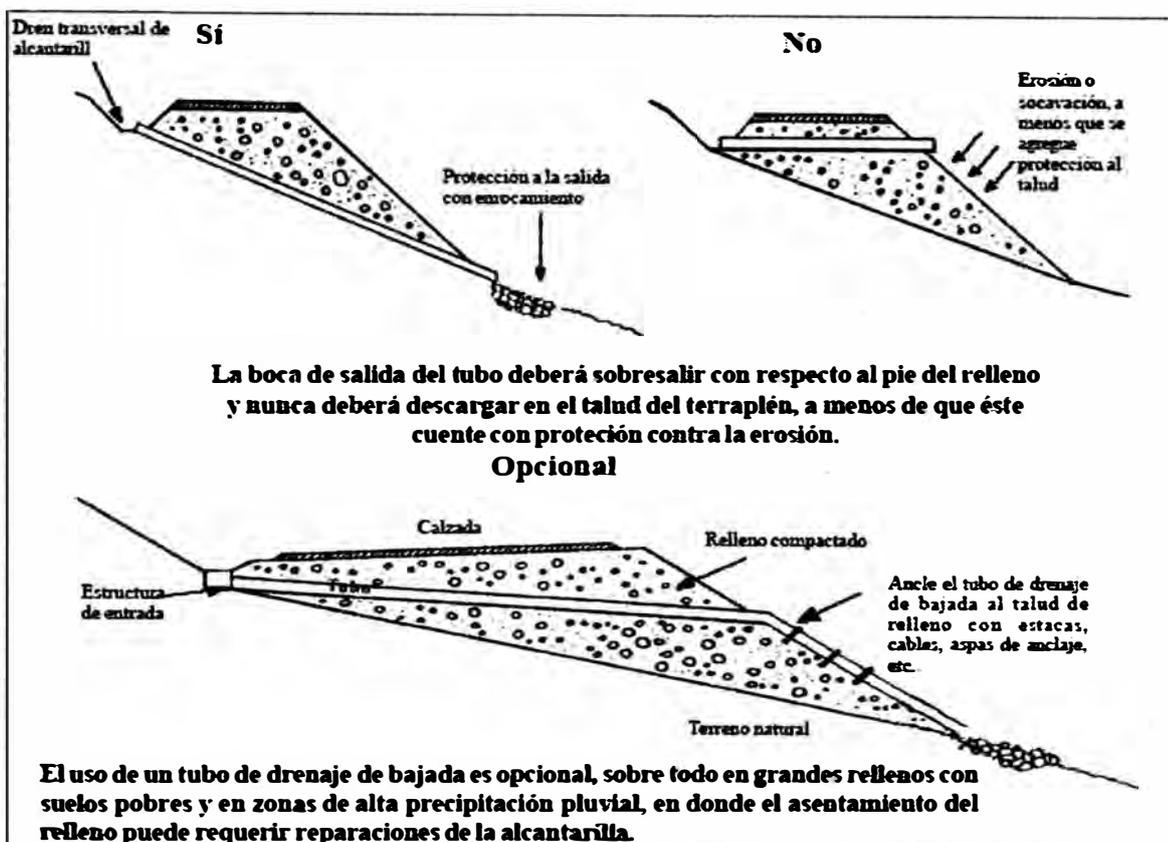
## LONGITUD DE ALCANTARILLAS

La longitud depende del ancho total de la calzada, de la altura del terraplén, del talud del mismo, de la pendiente y oblicuidad de la alcantarilla y del tipo de protección final que se utilice.

La sección de la alcantarilla tendrá una sección suficiente, para evitar que se obstruya como consecuencia del material que arrastra por las lluvias.

### LAMINA N° 02.02

#### COLOCACION DE ALCANTARILLAS EN ZONA DE RELLENO



## ESPESOR MÍNIMO DE RELLENO SOBRE LAS ALCANTARILLAS

Las estructuras de drenaje son diseñadas para soportar las cargas vivas impuestas por el tráfico y la carga muerta de relleno de la carretera, cuando el relleno sobre la parte superior de la alcantarilla excede a 1.50 mts, se podrá desestimar el efecto de la carga viva debiendo considerarse espesores menores.

El método práctico a usar el equivalente al medio diámetro de la tubería entre la parte superior de la alcantarilla y la capa base, teniendo un relleno mínimo de

12" (30 cms). En cuanto a la profundidad máxima del relleno sobre alcantarillas, varía enormemente dependiendo del peso unitario y de las características del suelo, material con el que se hace el relleno, el grado de compactación, el material del que está construida la alcantarilla.

## **PROTECCIÓN DE LOS EXTREMOS DE LAS ALCANTARILLAS**

### **MUROS DE CABEZA**

Su construcción es importante porque impiden la erosión alrededor del cañón, guiando la corriente y evitando que el material del terraplén invada y lo colmate, su altura debe ser mayor que su intersección con los taludes de la carretera. La longitud del muro de cabeza depende de la longitud de la alcantarilla, de la altura de la misma y del talud del terraplén, debiendo ser tal que el pie del terraplén que se derrama alrededor del extremo del muro no invada el canal de la corriente,

### **CAJAS DE ENTRADA Y DESARENADORES**

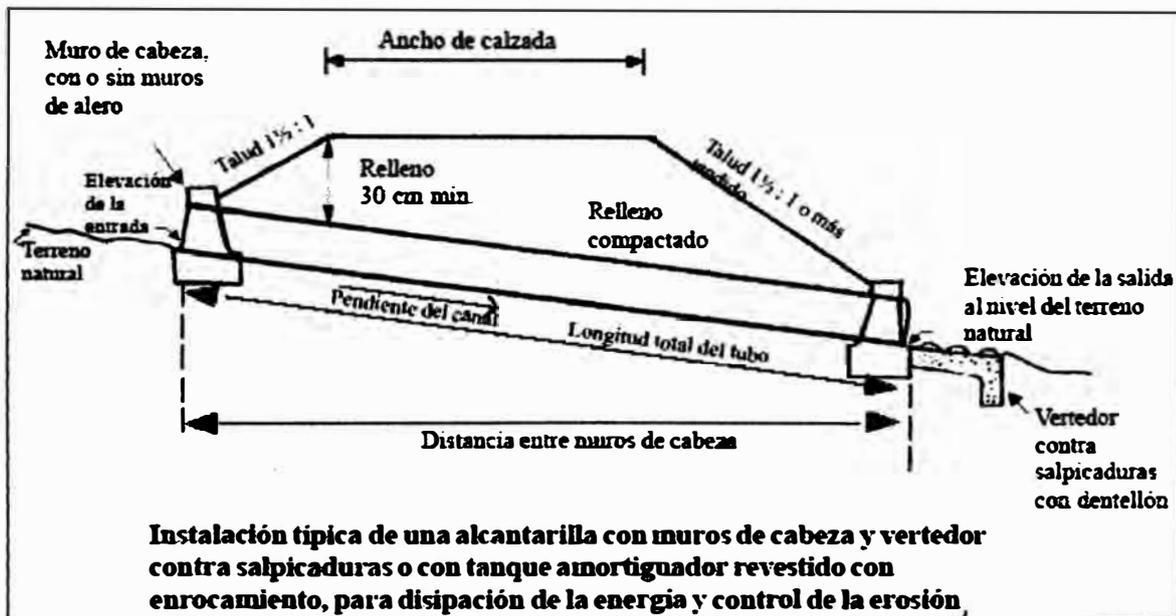
Cuando el tirante en las cunetas sobrepasa su valor mínimo, es necesario colocar alcantarillas de alivio, para tal efecto se construirá los cajones de entrada cuya forma será cuadrada de dimensiones en función al diámetro de la alcantarilla a colocarse.

- **Muro transversal.**- Es un muro de mampostería o de concreto, que intercepta a la cuneta conteniendo el agua y guiándola hacia la caja receptora
- **Cajón de entrada.**- Es una caja de mampostería de piedra o de concreto utilizado para recepcionar el agua proveniente de la cuneta y guiarlo hacia la alcantarilla.
- **Tipo de salida.**- La mayor dificultad en el extremo de la salida de una alcantarilla es, impedir la obstrucción causada por la sedimentación, el daño ocasionado por la socavación de la alcantarilla y el terraplén, la erosión del cauce aguas abajo de la alcantarilla. En caso de que el terreno sea erosionable se construirá un solado de piedras emboquillado con cemento. La mayor rugosidad del interior de la

alcantarilla resulta ventajosa para reducir las velocidades de salida especialmente cuando el flujo en la alcantarilla tiene regulación en la entrada, donde la rugosidad no es un factor que ofrece la capacidad.

- **Desarenador.-** Es una estructura de entrada que tiene la función de depositar el agua que debe ingresar a la alcantarilla, sedimentándola previamente los materiales que arrastra el agua.

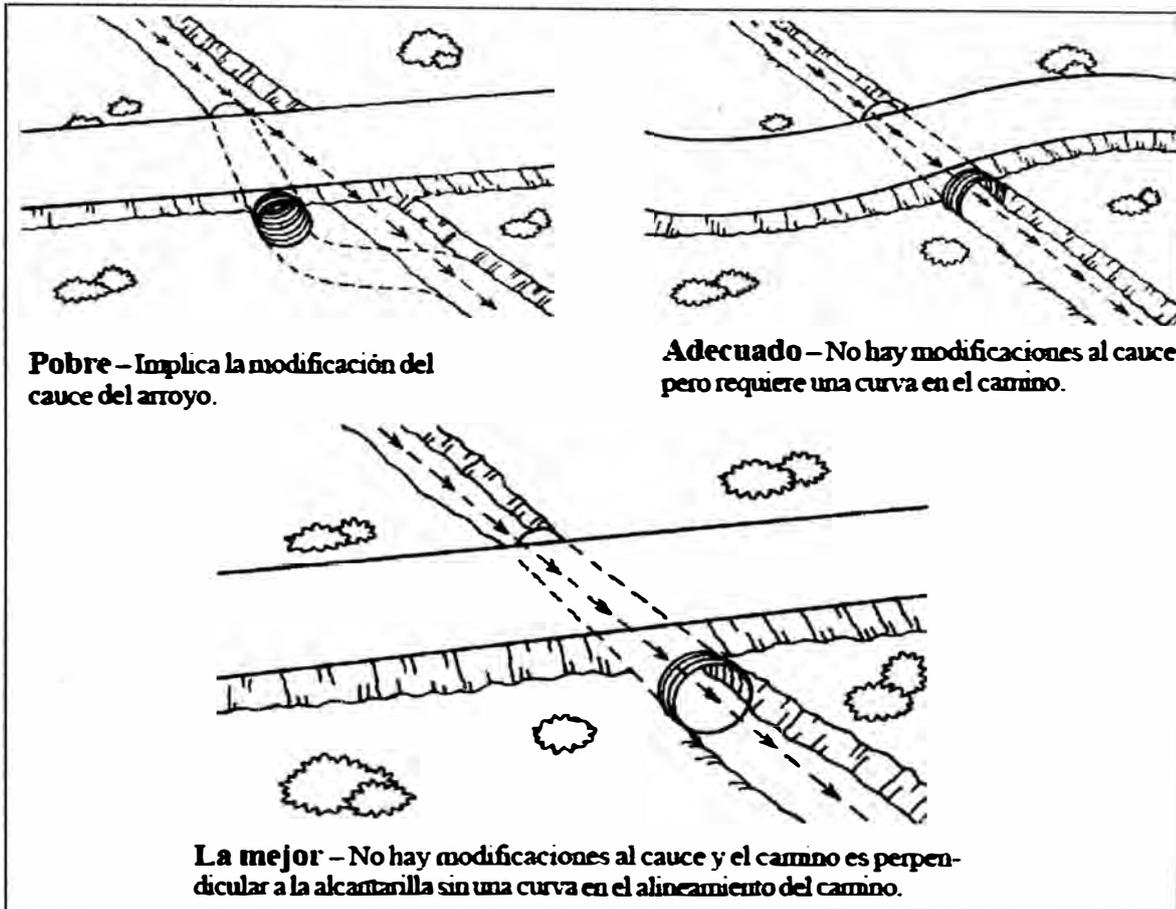
### LAMINA N° 02.03 PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN



#### ALINEAMIENTO

La localización de una alcantarilla está dado por su progresiva, y su alineamiento depende de la dirección de la corriente del agua, siendo recomendable construirlos perpendicular al eje de la carretera.

**LAMINA N° 02.04**  
**ALINEAMIENTO DE LAS ALCANTARILLAS**



**PENDIENTE DE LA ALCANTARILLA**

La pendiente ideal para una alcantarilla será aquella que no ocasione sedimento ni velocidad excesiva. La pendiente mínima de la alcantarilla que permite la descarga máxima se denomina pendiente crítica. Es recomendable que las alcantarillas se instalen con la misma pendiente, si la pendiente de la alcantarilla es mayor, el extremo de la misma tiende a socavarse y en caso contrario si la pendiente es menor que la del cauce extremo esta tenderá a colmatarse.

La pendiente mínima de la alcantarilla debe ser normalmente de 1%, sin embargo en zonas planas se puede admitir pendientes de 0.5% y en caso que se tenga pendientes fuertes del terreno se podrá admitir hasta 4%.

### 2.6.2.2 BADENES

Son estructuras de drenaje que tienen la función de proteger la plataforma de la carretera en los lugares donde esta es atravesado por un río que puede ser temporal o permanente, principalmente en los cauces donde el arrastre de materiales es apreciable.

#### LÁMINA N° 02.05 BADÉN EN CAMINO RURAL



### 2.6.2.3 PUENTES Y PONTONES

Son estructuras que al igual que las alcantarillas, permiten el paso del agua de un lado al otro del camino, pero en este caso sin alterar en cauce original del curso de agua, la elección de pontones o alcantarillas tipo losa son recomendables para quebradas cuya luz varía entre 5.00 y 8.00m.

## LÁMINA N° 02.06 PONTÓN EN CAMINO RURAL



Se pueden usar alcantarillas, vados o puentes para el cruce de arroyos. Use puentes para atravesar arroyos permanentes anchos, para minimizar las alteraciones al cauce y evitar retrasos en el tránsito. Use un claro lo suficientemente ancho como para evitar la constricción del canal natural. Ubique la cimentación sobre roca sana o por debajo de la profundidad de socavación.

### CAPACIDAD DE DRENAJE

Se pueden considerar dos métodos principales para determinar la capacidad hidráulica de una estructura de drenaje, con el apoyo de la hidrología. Estos son:

- **Por Comparación.**

Tomamos como ejemplo estructuras similares que actualmente vienen funcionando, y que tengan periodos entre 10 a 50 años de vida útil.

El caudal máximo previsible se puede determinar a partir del análisis de grandes avenidas ocurridas en tiempos pasados que nos da la altura máxima alcanzada por el agua. A partir de la altura se puede determinar el caudal por diferentes fórmulas. Así por ejemplo se calcula con la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot A \cdot I^{1/2}$$

- **Por Registro Pluviométricos.**

En este método utiliza el principio conocido como “tiempo de concentración”, siendo este el tiempo necesario para que una gota de lluvia llegue a la estructura de drenaje desde el punto más alejado de la cuenca (área donde todas la aguas se juntan para formar un solo curso), pudiendo determinarse sencillamente soltando cuerpos flotantes. El tiempo de concentración depende de la longitud y forma de la superficie a drenar, así como la pendiente y la textura de la superficie del suelo.

### CÁLCULO DEL ESCURRIMIENTO

Podemos usar una serie de formulas antes presentadas, las cuales aplican los fundamentos del método Racional, con pequeñas variaciones para casos particulares las cuales pueden ser aplicadas para la estimación de los caudales de diseño que servirá para diseñar nuestras Obras de Drenaje.

#### 2.6.2.4 CUNETAS

Son causas artificiales construidos paralelamente a la calzada de la carretera y al pie de los taludes, cuya función es concentrar las aguas superficiales y sin llegar a colmar su capacidad, evacuando las aguas hacia las alcantarillas, aliviaderos o lugares de desfogue.

De acuerdo a las recomendaciones de las Normas para el diseño de caminos vecinales y correspondiendo el lugar en estudio, las cunetas tendrán forma triangular y sus dimensiones estarán de acuerdo con la tabla siguiente:

**TABLA N° 02.06**  
**DIMENSIONES DE CUNETAS**

REGIÓN	PROFUNDIDAD (d)	ANCHO (a)
	(m)	(m)
Seca	0.20	0.40
Lluviosa	0.30	0.60
Muy Lluviosa	0.50	1.00

### CAPACIDAD DE LAS CUNETAS

Para el cálculo de la capacidad real de la cuneta utilizaremos la fórmula de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Por continuidad:

$$Q = A * V$$

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

Donde:

Q = Capacidad de las cunetas en m<sup>3</sup>/seg

A = Área hidráulica (m<sup>2</sup>)

V = Velocidad promedio (m/seg)

R = Radio hidráulico (A/P)

S = Pendiente de la cuneta (‰)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

P = Perímetro mojado (m)

**TABLA N° 02.07**  
**COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNIG**

<b>Material</b>	<b>Coeficiente rugosidad (n)</b>
Tubos de barro para drenaje	0.014
Superficie de cemento pulido	0.012
Tuberías de concreto	0.015
Canales revestidos con concreto	0.014
Superficie de mampostería con cemento	0.020
Acueductos semicirculares, metálicos, lisos	0.012
Acueductos semicirculares, metálicos corrugados	0.025

<b>Material</b>	<b>Coefficiente rugosidad (n)</b>
Tuberías de plástico corrugadas ADS	0.012
Canales en tierra, alineados y uniformes	0.025
Canales en roca, lisos y uniformes	0.033
Canales en roca, con salientes y sinuosos	0.040
Canales dragados en tierra	0.0275
Canales con lecho pedregoso y bordos de tierra enyerbados	0.035
Canales con plantilla de tierra y taludes ásperos	0.033
Corrientes naturales limpias, bordos rectos, sin hendeduras ni charcos profundos	0.030
Corrientes naturales igual al anterior, pero con algo de hierba y piedra	0.035
Corrientes naturales igual al anterior, pero menos profundas, con secciones pedregosas	0.055
Ríos con tramos lentos, cauce enhierbado o con charcos profundos	0.070
Playas muy enyerbadas	0.125

### VELOCIDADES LÍMITES

- Velocidad límite de sedimentación : 0.60 m/seg
- Velocidad límite de erosión : 1.50 m/seg

Para el cálculo de las velocidades es necesario calcular previamente el radio hidráulico.

La pendiente del canal expresado en %, será calculado para diferentes valores máximos y mínimos.

Por la naturaleza del terreno, se toma en consideración las pendientes mínimas y máximas a fin de evitar velocidades que propicien la sedimentación o la

erosión, cuando se prevea el fenómeno de la erosión es recomendable el revestimiento con piedra y lechada de cemento; para el caso del presente proyecto tenemos valores hidráulicos que no producirán erosión, pero sí sedimentación.

#### **CALCULO DE LA LONGITUD MÁXIMA DE LA CUNETA Y CAUDAL MÁXIMO QUE RECIBIRÁN LAS CUNETAS**

Esta longitud es la máxima en la cual el agua que escurre del talud y de la superficie de rodadura no rebasa la cuneta y por lo tanto no requiere una alcantarilla de alivio; esta longitud esta en función de las dimensiones de la cuneta, naturaleza del terreno, precipitación máxima de la zona y la pendiente de la cuneta.

$$L_{\text{máx}} = A/b \geq \text{Long. tramo}$$

$L_{\text{máx}}$  = Longitud máxima de la cuneta en metros

A = área tributaria en metros cuadrados

b = ancho de influencia (mínimo 50 mts)

#### **CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE LA CUNETA**

A : Área de la cuneta

P : Perímetro mojado

R : Radio hidráulico

Entonces la velocidad resultante será:

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Por continuidad:

$$Q = A * V$$

#### **CÁLCULO DEL ÁREA TRIBUTARIA: (BURKLY – ZIEGLER)**

Q (m<sup>3</sup>/seg)

S (pendiente promedio del terreno de la cuenca m/Km.)

$C = 0.25$  (zonas rurales y terrenos de cultivo)

$I$  (precipitación máxima cm/hr)

$$A = \left( \frac{Q}{0.022 * C * I * S^{1/4}} \right)^{4/3}$$

#### CÁLCULO DE LA LONGITUD MÁXIMA:

Tomamos un ancho de incidencia de 50 metros como mínimo.

$$L_{\text{máx}} = A/b$$

#### CHEQUEO DE LA VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN

La velocidad límite de sedimentación para canales de tierra es 0.60 m/seg.

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$n = 0.025$$

$$R = \text{Radio medio hidráulico} = A/P$$

**CAPITULO III****APLICACIÓN AL DRENAJE DE CARRETERAS****3.1.OBJETIVOS DEL PROYECTO**

El objetivo principal del proyecto es la rehabilitación y/o mejoramiento de las condiciones de transitabilidad de los caminos rurales (vecinales o departamentales) a ser incluidos en el programa para una vida útil de 3 a 5 años, mediante la contratación de servicios de consultaría para la realización del estudio final de ingeniería, ambiental y la formulación de los resultados, cálculos, planos, especificaciones técnicas, metrados y demás documentos de licitación que permitan llevar a cabo la ejecución de las obras. Además se puede mencionar los siguientes objetivos:

1. Mejorar el servicio de transporte de carga y pasajeros.
2. Ofrecer seguridad vial a todos y cada uno de los pasajeros que hacen uso de esta importante vía.
3. Mejorar el nivel de vida de los habitantes dentro del área de influencia.
4. Incorporación de la economía local de las comunidades aisladas hacia los mercados provinciales, departamentales y regionales.
5. Fortalecer la integración física y económica de los centros poblados deprimidos de esta zona mediante la rehabilitación de sus vías de comunicación, incentivando el desarrollo de la región, fomentando la agricultura, ganadería, comercio, etc.
6. Reducir los costos de transporte de carga y pasajeros y reducir el tiempo de viaje hasta a la mitad del que actualmente toma.
7. Mejorar el nivel de vida de sus habitantes, cuyos resultados se darán una vez rehabilitada esta vía.
8. Dinamizar la interrelación entre todas las comunidades integrantes del beneficio directo e indirecto.

9. Generación de empleo temporal desde la etapa de estudios, durante la etapa de ejecución de obra y durante el periodo de operación y mantenimiento.

## **3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

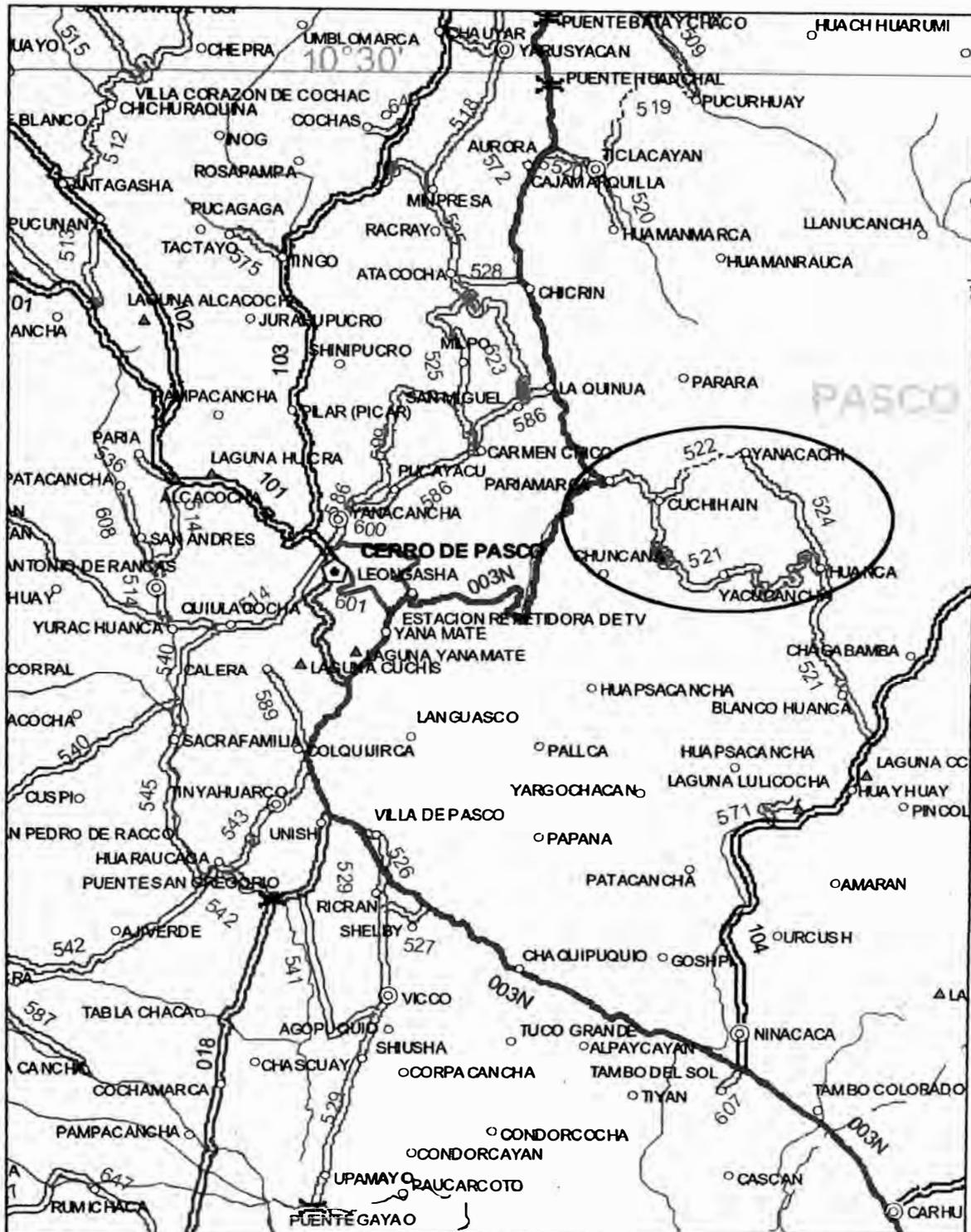
### **3.2.1. UBICACIÓN**

El tramo Pariamarca – Yanacachi – Huanca a rehabilitar es un camino vecinal que pertenece a las rutas viales 522 y 524, forma parte de la red vial vecinal, tiene una longitud de 15.00 Km., cuya área de localización e influencia se ubica en el departamento de Pasco.

El tramo Pariamarca – Yanacachi - Huanca se encuentra ubicado en el Distrito de Ticlacayan, en la Provincia de Cerro De Pasco, en el departamento de Pasco.

El tramo inicia en el caserío de Pariamarca que se encuentra localizado a la altura del kilómetro 314+440 de la ruta 003N Lima – La Oroya – Cerro de Pasco – Huanuco. El inicio del tramo se ubica en una zona urbana en una longitud de 150 metros.

### LAMINA N° 03.01 UBICACIÓN DEL PROYECTO



Punto Inicial: Km. 0+000 Caserío de Paramarca (Coordenadas UTM WGS-84)

- Este : 373,146.00 E

- Norte : 8'822,500.00 N
- Altitud : 3,764.00 m.s.n.m.

El tramo termina en la Hacienda Huanca que se encuentra localizado en el kilómetro 15+000.0 del tramo en estudio.

Punto Final: Km. 15+000.0 Hacienda Huanca (Coordenadas UTM WGS-84)

- Este : 381,501.00 E
- Norte : 8'818,767.00 N
- Altitud : 4,179.00 m.s.n.m.

### 3.2.2. ACCESIBILIDAD

El acceso al tramo del proyecto se realiza por vía terrestre desde Lima por la carretera central siguiendo la ruta 020 Pte. Santa Anita – Matucana – La Oroya de carretera asfaltada en buen estado, luego por la ruta 003N Lima – La Oroya – Cerro de Pasco – Huanuco de carretera asfaltada en buen estado hasta el kilómetro 314+440 en el caserío Pariamarca, en donde inicia el tramo siguiendo aguas arriba la quebrada ubicada al lado de la carretera.

### 3.2.3. SECCIÓN TRANSVERSAL

La sección transversal del tramo se obtiene mediante el diseño de la subrasante, de acuerdo a las características del terreno y al estado actual del afirmado se ha sectorizado el tramo en 16 subtramos donde se proyectó una sección transversal de ancho variable de 3.00 a 3.20 m.

**TABLA N° 03.01**  
**CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA VIA**

<b>CARACTERÍSTICAS GENERALES</b>	
<b>IMD</b>	Menor a 15 vehículo/día
<b>Clasificación de la vía</b>	Camino Vecinal CV-3
<b>Velocidad directriz</b>	25 - 30 KPH
<b>Pavimento</b>	<b>AFIRMADO</b> de espesor variable de 0.10 a 0.17m

<b>CARACTERÍSTICAS GENERALES</b>	
<b>ALINEAMIENTO HORIZONTAL</b>	
Radio mínimo	14.0 m
Radio excepcional	9.0 m en curvas de Volteo
Plazoletas de cruce	Una cada kilómetro de dimensiones 25.0 x 3.0 m
<b>ALINEAMIENTO VERTICAL</b>	
Pendiente mínima	0.5 %
Pendiente máxima	8.5 %
<b>SECCION TRANSVERSAL</b>	
Numero de carriles	1
Ancho de Superficie de rodadura	Variable de 3.0 a 3.20 m
Ancho de Bermas	Sin Bermas
Ancho de Calzada en tramos en tangente	Variable de 3.0 a 3.20 m
Bombeo	2.0 %
Sobre anchos	De 0.3 m a 1.2 m
Peralte	De 4.0 % a 10.0 %
Derecho de vía	Zona Urbana: 10m Zona de Cultivo: 15 m Zona de Montaña: 20m
Cunetas	Sección triangular de 0.60 X 0.30 m
Talud en relleno	1:1.5 (V:H)
Talud en corte	De acuerdo al Estudio Geológico – Geotécnico

### 3.2.4. METAS FÍSICAS

Los trabajos para la rehabilitación y mejoramiento de las condiciones de transitabilidad del camino rural, tramo I: Pariamarca – Yanacachi – Huanca, de 15.0 km de longitud considerando una vida útil de 3 a 5 años, son los siguientes:

## **DRENAJE TRANSVERSAL**

### **MANTENIMIENTO**

- 42 alcantarillas existentes que requieren de mantenimiento.
- 04 badenes existentes que requieren de mantenimiento.
- 06 pontones que requieren de mantenimiento.

### **REHABILITACIÓN**

- 04 alcantarillas existentes que requieren rehabilitación a la entrada o a la salida de la alcantarilla.

### **MEJORAMIENTO**

- 20 alcantarillas existentes que requieren alargamiento a la entrada o a la salida de la alcantarilla.

### **CONSTRUCCIÓN**

- 05 alcantarillas proyectadas para evacuar aguas recolectadas por cunetas.

### **REEMPLAZO**

- 15 alcantarillas existentes que requieren reemplazo por otra alcantarilla de dimensiones mayores.
- 01 badén existente que requieren de mantenimiento.

## **DRENAJE LONGITUDINAL**

### **CUNETA**

- 14471.8 m de cuneta triangular de 0.60 x 0.30 m sin revestir.
- 80.0 m de subdren.

### **PLAZOLETAS DE CRUCE**

- 15 Plazoletas de cruce de 25.0 x 3.0 m

### **SECCIÓN TRANSVERSAL**

La sección transversal del tramo se obtiene mediante el diseño de la subrasante, de acuerdo a las características del terreno y al estado actual del afirmado se ha sectorizado el tramo en 16 subtramos donde se proyecta una sección transversal de ancho variable de 3.00 a 3.20 m.

### **3.3. INFORMACION GENERAL SOBRE LA ZONA DE ESTUDIO**

Existen una serie de factores que intervienen en la formación de un régimen hidrológico, como el clima, precipitación y sobre todo las características de la cuenca donde se manifiestan estos parámetros, aparte de otros que también son importantes.

#### **3.3.1. CLIMA**

El clima de esta parte alta de los afluentes del río Huallaga, donde discurre la carretera en estudio, es de clima frío, el tramo se desarrolla entre los 3750 msnm en la zona correspondiente a la localidad de Pariamarca y los 4200 msnm en la zona de la localidad de Huanca, donde alcanzan temperaturas que varían de 10° C a menos de 0° C.

Este clima se manifiesta también por el tipo de vegetación, en la parte alta solamente crece ichu y grama, además en toda la zona hay un regular desarrollo pecuario como ganado bovino y ovino, aparte de la crianza de animales menores, en menor cantidad se observa el desarrollo de la actividad agrícola en las zonas adyacentes a los poblados de Pariamarca, Yanacachi y Huanca, donde se siembra principalmente papa.

#### **3.3.2. PRECIPITACIÓN**

De acuerdo a la información obtenida, se puede apreciar que la zona recibe lluvias de regular intensidad a baja, normalmente; aunque excepcionalmente se presentan fuertes precipitaciones que generan pequeños huaycos, que se aprecian en algunas pequeñas quebradas.

Este fenómeno meteorológico, es el causante de la formación de la escorrentía superficial, que dependiendo de la pendiente puede alcanzar diversas

velocidades, lo cual causará diversas intensidades de erosión en la vía en estudio, consecuentemente este parámetro precipitación permitirá estimar el dimensionamiento de las estructuras del sistema de drenaje a aplicarse en la carretera, porque el elemento agua es el principal destructor de las vías de comunicación.

### **3.3.3. CUENCA HIDROLÓGICA**

La vía en estudio se ubica en la parte alta de las nacientes del río Huallaga, la vía cruza en su inicio y final cotas entre los 3750 y 4200 msnm.

El desarrollo de la vía se realiza principalmente al borde de uno de los afluentes pertenecientes a la cuenca del Huallaga, por lo cual la pendiente de la vía es moderada; sin embargo, ocurre que la vía durante el transcurso de su desarrollo va cambiando hacia una y otra margen de dicho afluente por lo cual existen una serie de alcantarillas y pontones que cruzan regularmente el mismo curso de agua haciendo que muchos tramos de la vía coincidan con el cauce.

La cobertura de la cuenca está conformada de ichu y grama, en la parte alta, y de cultivos agrícolas en la parte cercanas a los poblados y alrededor de los mismos, utilizando las aguas de los manantiales y de las pequeñas quebradas para el riego por gravedad.

La topografía de la zona es escarpada con pendientes variadas, obliga al trazo de la vía a hacer demasiadas curvas en la entrada del poblado de Yanacachi, pero en la mayor parte del desarrollo de la vía, esta sigue la pendiente del curso de agua.

### 3.3.4. INVENTARIO Y EVALUACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE EXISTENTE

TABLA N° 03.02  
INVENTARIO DE OBRAS DE ARTE

UBICACIÓN	CODIGO	ESTRUCTURA	TIPO	MATERIAL	CARACTERISTICAS GEOMETRICAS							SENTIDO
					EXISTENTE							
					Ø (")	L (m)	A (m)	ENTRADA		SALIDA		
								h (m)	a (m)	h (m)	a (m)	
00+311.1	P-01	PONTON	-	CONCRETO		10,90	5,40	5.50	6.75			I-D
01+118.9	A-01	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,72		0.40	0.40	0.40	0.40	D-I
01+226.3	A-02	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		5,10		0.40	0.40	0.40	0.40	D-I
01+367.2	P-02	PONTON		CONCRETO		5,10		3.30	4.25			I-D
01+749.0	A-03	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,27		0.40	0.40	0.40	0.40	I-D
01+836.7	A-04	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		5,29		0,21	0,18	0,17	0,20	I-D
01+976.6	A-05	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		5,21		0,16	0,22	0,20	0,37	I-D
02+233.5	A-06	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		6,12		0,47	0,32	0,31	0,30	I-D
02+372.3	B-01	BADEN	-	NATURAL		40,00						I-D
02+497.4	P-03	PONTON	-	CONCRETO - MADERA		4,45		3,00	3,64	3,00	3,36	D-I
02+647.5	A-07	ALCANTARILLA	TUBERIA	CONCRETO	16	4,28						D-I
02+782.7	A-08	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		6,80		0,50	0,41	0,90	0,40	D-I
02+941.8	A-09	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,65		0,35	0,34	0,30	0,34	D-I
03+130.9	A-10	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		5,59		0,15	0,40	0,23	0,20	D-I
03+193.6	A-11	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,34		0,20	0,26		0,29	D-I
03+224.9	A-12	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		6,03		0,32	0,40	0,22	0,40	D-I
03+285.3	A-13	ALCANTARILLA	TUBERIA	CONCRETO	18	4,03						D-I
03+360.6	A-14	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,73		0,22	0,45	0,30	0,50	D-I
03+435.6	P-04	PONTON	-	CONCRETO		3,25	3,99	0,90	1,20	0,90	1,20	D-I
03+788.6	A-15	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,46		0,50	0,45	0,48	0,47	D-I
04+102.5	P-05	PONTON	-	CONCRETO		4,00		1,30	4,00	1,35	4,00	D-I
04+368.7	P-06	PONTON	-	CONCRETO		5,50	3,68	1.40	2.95	1.35	4.35	I-D
04+669.0	A-16	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,45		0,25	0,30	0,35	0,30	D-I
04+756.2	A-17	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,53		0,15	0,40	0,50	0,40	D-I
05+061.6	A-18	ALCANTARILLA	MARCO	MANPOSTERIA		4,68		0,80	0,70	0,95	0,70	D-I

UBICACIÓN	CODIGO	ESTRUCTURA	TIPO	MATERIAL	CARACTERISTICAS GEOMETRICAS						SENTIDO	
					EXISTENTE							
					Ø (")	L (m)	A (m)	ENTRADA		SALIDA		
h (m)	a (m)	h (m)	a (m)									
				CON TRONCOS								
05+319.0	A-19	ALCANTARILLA	MARCO	MANPOSTERIA		4,33		0,15	0,30	0,40	0,30	D-I
05+475.8	A-20	ALCANTARILLA	TUBERIA	CONCRETO	6	4,37						D-I
05+506.2	A-21	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,55		0,37	0,30	0,40	0,30	D-I
05+694.7	A-22	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,47		0,30	0,30	0,80	0,30	D-I
06+940.0	A-23	ALCANTARILLA	-	DOS CONDUCTOS		7,50		1,20	2,85	1,00	2,80	D-I
07+252.2	A-24	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,92		0,40	0,42	0,55	0,30	D-I
07+347.1	A-25	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,64		0,45	0,40	0,60	0,38	I-D
07+488.7	A-26	ALCANTARILLA	TUBERIA	CONCRETO		5,15		0,73	0,73	0,74	0,77	D-I
07+564.0	A-27	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,14		0,25	0,30	0,38	0,35	D-I
07+832.0	A-28	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,70		0,80	0,35	0,40	0,44	D-I
08+007.0	A-29	ALCANTARILLA	TUBERIA	METALICA	6	6,51						I-D
08+089.3	A-30	ALCANTARILLA	TUBERIA	METALICA	6	4,62						I-D
08+274.1	A-31	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,64		0,33	0,30	0,40	0,30	I-D
08+399.1	A-32	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,81		0,27	0,25	0,28	0,25	I-D
08+543.9	A-33	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		5,75		0,25	0,37	0,15	0,30	I-D
08+611.1	A-34	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,38		0,50	0,58	0,30	0,42	I-D
08+654.8	A-35	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,73		0,58	0,32	0,33	0,30	I-D
08+895.9	A-36	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS Y MADERA		3,72		1,30	0,70	1,56	0,81	I-D
09+069.9	A-37	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,45		0,93	0,50	0,47	0,37	I-D
09+082.2	A-38	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,89		0,30	0,45	0,83	0,30	I-D
09+308.8	A-39	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		5,38		0,30	0,45	0,35	0,42	I-D
09+358.8	A-40	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,27		0,28	0,40	0,20	0,30	I-D
09+485.1	A-41	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,16		0,20	0,35	0,20	0,30	I-D
09+532.4	A-42	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,60		0,15	0,30	0,26	0,20	I-D
09+581.8	A-43	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,32		0,15	0,40	0,14	0,25	I-D
09+659.7	A-44	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		5,49		0,50	0,90	0,34	0,50	I-D
10+093.8	A-45	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,08		0,45	0,40	0,45	0,32	I-D

UBICACIÓN	CODIGO	ESTRUCTURA	TIPO	MATERIAL	CARACTERISTICAS GEOMETRICAS							SENTIDO
					EXISTENTE							
					Ø (")	L (m)	A (m)	ENTRADA		SALIDA		
								h (m)	a (m)	h (m)	a (m)	
10+176.4	A-46	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,82		0,22	0,40	0,15	0,32	I-D
10+401.8	A-47	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,86		0,44	0,33	0,60	0,36	I-D
10+732.4	A-48	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,63		0,24	0,32	COLAPSADA		I-D
10+787.5	A-49	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,80		0,28	0,30	0,25	0,30	I-D
10+836.2	B-02	BADEN	-	NATURAL		10,00						I-D
10+909.2	A-50	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		0,00		0,12	0,33	0,15	0,40	I-D
11+017.2	A-51	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		0,00		COLAPSADA		0,90	0,35	I-D
11+134.2	A-52	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,72		0,20	0,35	0,53	0,30	I-D
11+245.2	B-03	BADEN	-	NATURAL		10,00						I-D
11+298.2	A-53	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,67		0,33	0,40	0,24	0,33	I-D
11+338.0	A-54	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,83		0,31	0,42	0,45	0,34	I-D
11+411.2	A-55	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		6,30		0,74	0,80	0,96	0,54	I-D
11+469.8	A-56	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS Y MADERA		2,62		1,10	1,16	1,15	1,16	I-D
11+601.3	A-57	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,75		0,28	0,30	0,30	0,25	I-D
11+669.9	A-58	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,71		0,30	0,40	0,30	0,40	I-D
11+708.1	A-59	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,44		0,26	0,30	0,30	0,25	I-D
11+754.8	A-60	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,72		0,20	0,35	0,27	0,30	I-D
11+783.0	A-61	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,60		0,20	0,27	0,20	0,22	I-D
11+969.1	A-62	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,34		0,50	0,30	0,35	0,24	I-D
12+128.7	A-63	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,70		0,32	0,30	0,48	0,22	I-D
12+245.0	A-64	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,39		0,40	0,22	0,26	0,30	I-D
12+436.7	A-65	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		5,29		0,50	0,60	0,40	0,24	I-D
12+508.0	A-66	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,81		0,20	0,40	0,22	0,30	I-D
12+751.1	A-67	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		5,02		0,45	0,40	0,37	0,40	I-D
12+779.5	A-68	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,65		0,23	0,24	0,40	0,36	I-D
12+949.7	A-69	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,08		0,35	0,32	0,37	0,30	I-D
12+969.9	A-70	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,61		0,20	0,25	COLAPSADA		I-D
13+101.2	A-71	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,85		0,12	0,35	0,50	0,30	I-D
13+131.9	A-72	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,25		0,20	0,30	0,20	0,25	I-D

UBICACIÓN	CODIGO	ESTRUCTURA	TIPO	MATERIAL	CARACTERISTICAS GEOMETRICAS							SENTIDO
					EXISTENTE							
					Ø (")	L (m)	A (m)	ENTRADA		SALIDA		
								h (m)	a (m)	h (m)	a (m)	
13+181.3	A-73	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,31		0,20	0,30	0,43	0,48	I-D
13+229.1	A-74	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,21		0,20	0,23	0,84	0,21	I-D
13+297.4	A-75	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,17		0,12	0,20	0,42	0,23	I-D
13+320.0	A-76	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,86		0,12	0,30	0,30	0,20	I-D
13+455.4	A-77	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,80		0,20	0,25	0,15	0,20	I-D
13+531.0	A-78	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		4,95		0,15	0,60	0,30	0,50	I-D
13+587.7	A-79	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,95		0,20	0,30	0,25	0,30	I-D
13+974.8	A-80	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,66		COLAPSADA		0,12	0,26	I-D
14+021.3	A-81	ALCANTARILLA	RUSTICA	PIEDRAS		3,29		0,15	0,30	0,18	0,22	I-D
14+207.6	B-04	BADEN	-	NATURAL		6,00						I-D
14+663.6	B-05	BADEN	-	NATURAL		12.00						I-D

### RESUMEN

ESTRUCTURA	
ALCANTARILLA	81
BADEN	5
PONTON	6

## 3.4. ANALISIS HIDROLOGICO DE CUENCAS

### 3.4.1. ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

La información obtenida del SENAMHI tiene un período de 13 años (1990 – 1995 y 1997 - 2003), correspondiendo al parámetro precipitación máxima en 24 horas, cuyos registros se muestran en el cuadro N° 03.03

**TABLA N° 03.03**  
**ESTACION CERRO DE PASCO**

<b>AÑO</b>	<b>PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS</b>
1990	40.00
1991	27.00
1992	23.00
1993	36.00
1994	28.60
1995	25.10
1997	24.50
1998	30.50
1999	38.00
2000	22.60
2001	29.40
2002	26.80
2003	20.70

<b>MUESTRA</b>	13.00
<b>PROMEDIO</b>	28.63 mm
<b>DESVIACIÓN ESTÁNDAR</b>	6.07
$\Sigma n$	372.20 mm

Evaluando la información se puede observar que hay valores máximos y mínimos que varían entre 40.00 mm y 20.70 mm siendo el promedio de los 13 años de registro 28.63 mm.

De estos valores de precipitación máxima en 24 horas, se obtendrán la precipitación de diseño que permitirá estimar la escorrentía superficial y por lo tanto el dimensionamiento de las obras hidráulicas de acuerdo al tiempo de vida útil que requiera esta, para ello se utilizará métodos apropiados.

### 3.4.2. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

**TABLA N° 03.04**  
**PRUEBA DE AJUSTE DE LOS DATOS OBSERVADOS A LAS DISTINTAS**  
**FUNCIONES DE PROBABILIDAD**  
**(Estación: Cerro de Pasco)**

Datos Observados					Valor Extremo Tipo I		Log Normal		Log Pearson III		
N° orden	P24 (mm)	log(P24)	Tr observado	probab. exced.	probab. exced.	DELTA	probab. exced.	DELTA	probab. exced.	DELTA	
1	40,0	1,60206	14,00	0,0714	0,0495	0,0219	0,0418	0,0297	0,0568	0,0147	
2	38,0	1,57978	7,00	0,1429	0,0746	0,0683	0,0695	0,0734	0,0831	0,0598	
3	36,0	1,55630	4,67	0,2143	0,1115	0,1027	0,1120	0,1022	0,1204	0,0939	
4	30,5	1,48430	3,50	0,2857	0,3149	0,0291	0,3425	0,0568	0,3382	0,0525	
5	29,4	1,46835	2,80	0,3571	0,3794	0,0223	0,4106	0,0534	0,3990	0,0419	
6	28,6	1,45637	2,33	0,4286	0,4316	0,0030	0,4636	0,0351	0,4447	0,0162	
7	27,0	1,43136	2,00	0,5000	0,5472	0,0472	0,5754	0,0754	0,5453	0,0453	
8	26,8	1,42813	1,75	0,5714	0,5624	0,0090	0,5895	0,0181	0,5592	0,0122	
9	25,1	1,39967	1,56	0,6429	0,6939	0,0510	0,7077	0,0648	0,6818	0,0389	
10	24,5	1,38917	1,40	0,7143	0,7391	0,0248	0,7469	0,0326	0,7271	0,0128	
11	23,0	1,36173	1,27	0,7857	0,8420	0,0563	0,8349	0,0491	0,8196	0,0339	
12	22,6	1,35411	1,17	0,8571	0,8657	0,0086	0,8553	0,0019	0,8338	0,0234	
13	20,7	1,31597	1,08	0,9286	0,9502	0,0216	0,9317	0,0031	0,9048	0,0238	
						0,1027			0,1022	0,0939	

Se han ajustado los datos a las funciones de probabilidad Gumbel, Log Normal y Log Pearson III. Según puede observarse en la tabla N° 03.04, el mejor ajuste se obtiene con la función de probabilidad Log Pearson III, con una desviación máxima entre los valores observados y el modelo teórico de 0,0939.

Verificando con la tabla 1 propuesta para el método de Kolmogorov Smimov nos da como resultado para un tamaño de muestra igual a trece (13) y un grado de significancia del 20%, un valor igual a 0.285 que es menor a 0.0939 obtenido en la distribución Log Pearson Tipo III, por lo tanto esta distribución cumple con la prueba.

### 3.4.3. PRECIPITACIÓN DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS

**TABLA N° 03.05**  
**VALORES PROBABLES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS**  
**SEGÚN EL AJUSTE DE LOS DATOS A DISTINTAS FUNCIONES DE**  
**PROBABILIDAD**

Tr (años)	probab. no exced.	Gumbel	Log Normal	Log Pearson III
2	0,500	27,63	28,07	27,66
10	0,900	36,55	36,49	<b>36,77</b>
25	0,960	41,03	40,17	41,33
50	0,980	44,36	42,74	44,74
100	0,990	47,67	45,19	48,18
200	0,995	50,96	47,55	50,86

Precipitación Máxima en 24 Horas (mm.)

En la tabla N° 03.05 se muestra las estimaciones obtenidas según cada modelo considerado y para algunos periodos de retomo. El modelo Log Pearson Tipo III indica una precipitación máxima en 24 horas de 36.77 mm. para 10 años de periodo de retomo.

### 3.4.4. INTENSIDAD DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS

En base a estos valores de precipitación de 24 horas de duración obtenidos para cada periodo de retomo, puede estimarse la intensidad de lluvia y precipitación para duraciones menores a 24 horas. En las tablas N° 02.06 y 02.07 se muestra

la distribución en el tiempo de la precipitación y la intensidad de lluvia, respectivamente, Utilizando la formula de Dick y Peschke.

$$P_d = P_{24h} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Y la relación que nos dice que la intensidad es igual a la precipitación entre la duración.

**TABLA N° 03.06**  
**VALORES DE PRECIPITACION PARA DIFERENTES DURACIONES Y**  
**PERIODOS DE RETORNO**

Precipitación (mm)						
duracion	Tr 2 años	Tr 10 años	Tr 25 años	Tr 50 años	Tr 100 años	Tr 200 años
5 min	6,71	8,93	10,03	10,86	11,69	12,35
10 min	7,99	10,61	11,93	12,92	13,91	14,68
15 min	8,84	11,75	13,20	14,29	15,39	16,25
30 min	10,51	13,97	15,70	17,00	18,30	19,32
45 min	11,63	15,46	17,38	18,81	20,26	21,38
1 hr	12,50	16,61	18,67	20,21	21,77	22,98
2 hr	14,86	19,76	22,21	24,04	25,88	27,32
4 hr	17,67	23,49	26,41	28,59	30,78	32,49
6 hr	19,56	26,00	29,22	31,64	34,07	35,96
12 hr	23,26	30,92	34,75	37,62	40,51	42,77
24 hr	27,66	36,77	41,33	44,74	48,18	50,86

**TABLA N° 03.07**  
**VALORES DE INTENSIDAD DE LLUVIA PARA DIFERENTES DURACIONES**  
**Y PERIODOS DE RETORNO**

Intensidad de Lluvia (mm/hr)						
duración	Tr 2 años	Tr 10 años	Tr 25 años	Tr 50 años	Tr 100 años	Tr 200 años
5 min	80,58	107,10	120,39	130,33	140,34	148,14
10 min	47,91	63,68	71,58	77,50	83,44	88,09
15 min	35,35	46,99	52,81	57,18	61,56	64,99
30 min	21,02	27,94	31,40	34,00	36,61	38,64
45 min	15,51	20,61	23,17	25,08	27,01	28,51
1 hr	12,50	16,61	18,67	20,21	21,77	22,98
2 hr	7,43	9,88	11,10	12,02	12,94	13,66
4 hr	4,42	5,87	6,60	7,15	7,70	8,12
6 hr	3,26	4,33	4,87	5,27	5,68	5,99
12 hr	1,94	2,58	2,90	3,14	3,38	3,56
24 hr	1,15	1,53	1,72	1,86	2,01	2,12

Para los datos generados, la regresión lineal de estos datos dan como resultado los siguientes coeficientes:

$$a_0 = 2.4077$$

$$a_1 = -0.75$$

$$a_2 = 0.132$$

Por lo tanto la ecuación final resulta:

$$I = \frac{10^{2.4077} T^{0.132}}{t^{0.75}}$$

### 3.4.5. ANÁLISIS DE CUENCAS

La aplicación de estas formulas indicadas se resume en el cuadro adjunto,

**TABLA N° 03.08**  
**PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS E HIDROLOGICOS DE LAS**  
**CUENCAS TRIBUTARIAS QUE ATRAVIESAN LA VIA**

Cuenca	Area Ac (Km <sup>2</sup> )	Longitud L (Km)	Altitud media H	S	Tiempo de concentración (hr)					Dur. Critica tormenta (min)
					Kirpich	Hathaway	Bransby - Williams	US. Corp Ing.	Media Geom.	
C-01	0,8051	1,9505	3951,45	0,2019	0,21	0,57	0,67	0,68	0,48	29
C-02	0,3146	0,7400	3861,68	0,3568	0,08	0,32	0,25	0,29	0,21	12
C-03	72,4207	12,7144	4268,18	0,0438	1,57	1,95	3,77	3,75	2,56	154
C-04	0,2205	0,6277	3946,27	0,3545	0,07	0,29	0,22	0,26	0,18	11
C-05	0,4718	1,1049	4026,63	0,2184	0,13	0,43	0,39	0,43	0,31	19
C-06	2,1036	3,0767	4157,47	0,1264	0,35	0,78	1,05	1,04	0,74	44
C-07	0,1125	0,3985	3919,90	0,3980	0,05	0,23	0,15	0,18	0,13	8
C-08	0,2043	0,6735	3985,33	0,3408	0,07	0,31	0,24	0,27	0,20	12
C-09	0,8142	1,8505	3922,87	0,2071	0,20	0,55	0,63	0,65	0,46	27
C-10	0,7069	1,3783	4087,78	0,2719	0,14	0,45	0,45	0,49	0,34	21
C-11	0,2261	0,6978	4098,41	0,4547	0,07	0,29	0,23	0,27	0,19	11
C-12	0,2616	0,4671	4087,08	0,4342	0,05	0,24	0,15	0,20	0,14	8
C-13	0,4015	1,2307	4225,45	0,2501	0,13	0,44	0,43	0,46	0,33	20
C-14	0,1400	0,7007	4152,57	0,3166	0,08	0,32	0,26	0,28	0,21	12
C-15	1,3474	2,0967	4328,77	0,1536	0,24	0,63	0,72	0,75	0,53	32
C-16	0,2349	0,7552	4175,25	0,2817	0,09	0,34	0,27	0,31	0,22	13
C-17	0,5793	1,1776	4239,06	0,2683	0,12	0,42	0,39	0,44	0,31	18
C-18	1,4052	2,4164	4340,34	0,1286	0,29	0,70	0,86	0,87	0,62	37
C-19	3,8481	2,5251	4169,56	0,1101	0,32	0,74	0,83	0,92	0,65	39
C-20	0,6327	1,0542	4218,12	0,2200	0,12	0,42	0,36	0,42	0,30	18
C-21	1,2811	2,1112	4310,50	0,1616	0,24	0,62	0,72	0,75	0,53	32
C-22	1,3255	2,1983	4309,14	0,1427	0,26	0,65	0,77	0,79	0,56	34
C-23	0,6837	1,6446	4310,98	0,1696	0,19	0,55	0,59	0,61	0,44	27
C-A	8,3659	5,0513	4154,83	0,1016	0,56	1,04	1,57	1,59	1,10	66
C-B	0,2155	0,7090	3922,37	0,4338	0,07	0,30	0,24	0,27	0,19	11
C-C	1,1932	2,2958	3965,00	0,1473	0,26	0,66	0,81	0,81	0,58	35
C-D	1,8267	1,9856	4015,38	0,1774	0,22	0,59	0,64	0,70	0,49	29

Cuenca	Area Ac (Km <sup>2</sup> )	Longitud L (Km)	Altitud media H	S	Tiempo de concentración (hr)					Dur. Crítica tormenta (min)
					Kirpich	Hathaway	Bransby - Williams	US. Corp Ing.	Media Geom.	
C-E	2,6423	3,1773	4214,79	0,1336	0,35	0,79	1,05	1,06	0,74	45
C-F	6,9856	3,7124	4295,09	0,1164	0,42	0,87	1,14	1,22	0,84	51
C-G	32,6707	15,2593	4342,55	0,0285	2,13	2,35	5,34	4,68	3,34	201

### 3.4.6. ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO

Como no se cuenta con datos de caudales, la descarga máxima será estimada en base a las precipitaciones y a las características de la cuenca, tomando en cuenta el método del Hidrograma Triangular.

Mockus(1) desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular. De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto pico como:

$$q_p = \frac{0.555A}{t_b}$$

Donde:

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

t<sub>b</sub> = Tiempo base en horas

q<sub>p</sub> = Descarga pico en m<sup>3</sup>/s/mm.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo de pico t<sub>p</sub> se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = \frac{t_c}{2} + t_r$$

<sup>1</sup> Mockus, Victor. Use of storm and watershed characteristics in syntetic unit hidrograph análisis and application. US. Soil Conservation Service, 1957.

Sin embargo para cuencas de más de 5.00 Km<sup>2</sup> de área el tiempo pico se calcula como:

$$t_p = \sqrt{t_c + t_r}$$

Donde:  $t_r$  es el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración  $t_c$  como:

$$t_r = 0.6 t_c$$

o bien con la ecuación:

$$t_r = 0.005 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

Donde L es la longitud del cauce principal en m, S su pendiente en % y  $t_r$  el tiempo de retraso en horas

El caudal máximo se determina tomando en cuenta la precipitación efectiva  $P_e$ .

$$Q_{\max} = q_p \times P_e$$

$P_e$  puede ser calculada tomando en cuenta los números de escurrimiento propuesto por el U.S. Soil Conservation Service.

$$P_e = \frac{\left[ P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Donde N es el número de escurrimiento,  $P_e$  y P están en cm.

Los valores de N se determinan según la tabla 02.02 del capítulo 2.

Los valores considerados para el tipo de suelo correspondiente a la zona de estudio son los siguientes:

Grupo B: Suelo conformado por arena limosa.

Cobertura: Pastos. La mayor parte del área corresponde a pastizales conformada por gramas e ichu.

Por lo tanto el número de curva correspondiente para este tipo de suelo es iguala 60.

Para determinar valor correspondiente a la precipitación máxima diaria para un periodo de retorno de 10 años se considera un factor proporcional a la altura media de la cuenca con respecto a la cota de la estación de registro.

Aplicando el Método Triangular, se calcula la descarga máximas para cada cuenca:

**TABLA N° 03.09**  
**CAUDAL MAXIMO EN LOS PUNTOS DE CRUCE DE LAS QUEBRADAS CON LA VIA**

Cuenca	Tiempo de retraso Tr (hr)	Tiempo pico Tp (hr)	Tiempo base Tb (hr)	Caudal unitario qp (m3/s/mm)	P <sub>25</sub> en cada cuenca	Altura de lluvia P25 (cm)	Curva Numero N	Lluvia efectiva Pe (mm)	Caudal máximo (m3/s)
C-01	0,24	0,48	1,28	0,35	38,34	1,44	60	2,53	0,880
C-02	0,11	0,21	0,56	0,31	37,47	1,14	60	3,44	1,070
C-03	1,32	2,92	7,80	5,15	41,41	2,37	60	0,65	3,360
C-04	0,10	0,19	0,51	0,24	38,29	1,13	60	3,46	0,830
C-05	0,17	0,32	0,85	0,31	39,07	1,32	60	2,88	0,890
C-06	0,38	0,75	2,00	0,58	40,34	1,69	60	1,89	1,100
C-07	0,07	0,14	0,37	0,17	38,03	1,03	60	3,81	0,650
C-08	0,10	0,20	0,53	0,21	38,67	1,16	60	3,37	0,710
C-09	0,23	0,46	1,23	0,37	38,06	1,41	60	2,60	0,960
C-10	0,18	0,35	0,93	0,42	39,66	1,37	60	2,72	1,140
C-11	0,10	0,19	0,51	0,25	39,76	1,18	60	3,31	0,830
C-12	0,08	0,15	0,40	0,36	39,65	1,09	60	3,59	1,290
C-13	0,17	0,33	0,88	0,25	40,99	1,40	60	2,64	0,660
C-14	0,11	0,21	0,56	0,14	40,29	1,23	60	3,15	0,440
C-15	0,28	0,55	1,47	0,51	42,00	1,62	60	2,05	1,050
C-16	0,12	0,23	0,61	0,21	40,51	1,26	60	3,06	0,640
C-17	0,16	0,32	0,85	0,38	41,13	1,38	60	2,69	1,020
C-18	0,32	0,63	1,68	0,46	42,11	1,69	60	1,89	0,870
C-19	0,35	0,67	1,79	1,19	40,45	1,64	60	2,01	2,390
C-20	0,16	0,31	0,83	0,42	40,92	1,37	60	2,74	1,150
C-21	0,28	0,54	1,44	0,49	41,82	1,61	60	2,08	1,020

Cuenca	Tiempo de retraso Tr (hr)	Tiempo pico Tp (hr)	Tiempo base Tb (hr)	Caudal unitario qp (m <sup>3</sup> /s/mm)	P <sub>25</sub> en cada cuenca	Altura de lluvia P25 (cm)	Curva Numero N	Lluvia efectiva Pe (mm)	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
C-22	0,29	0,58	1,55	0,47	41,81	1,64	60	2,02	0,950
C-23	0,23	0,45	1,20	0,32	41,82	1,54	60	2,26	0,720
C-A	0,56	1,61	4,30	1,08	40,31	1,86	60	1,51	1,630
C-B	0,10	0,20	0,53	0,23	38,05	1,14	60	3,45	0,790
C-C	0,30	0,59	1,58	0,42	38,47	1,52	60	2,32	0,970
C-D	0,26	0,50	1,34	0,76	38,96	1,47	60	2,44	1,850
C-E	0,38	0,75	2,00	0,73	40,89	1,72	60	1,83	1,340
C-F	0,44	1,36	3,63	1,07	41,67	1,80	60	1,63	1,740
C-G	1,70	3,53	9,43	1,92	42,13	2,57	60	0,41	0,790

### 3.5. ANALISIS HIDRAULICO DE OBRAS DE DRENAJE

Los caudales máximos "Q<sub>c</sub>" calculados en el análisis de cuencas será compatibilizado con la capacidad de descarga "Q" de las estructuras existentes en los cruces de las cuencas respectivas, calculadas mediante la fórmula de Manning, a fin de comparar dichas magnitudes y teniendo en cuenta el estado estructural, recomendar el reemplazo o el mantenimiento de dicha estructura.

En el caso de reemplazo de estructura de drenaje las nuevas dimensiones serán calculadas de modo que la capacidad de descarga "Q<sub>D</sub>" de las estructuras proyectadas sea mayor que los caudales máximos "Q<sub>C</sub>" calculados en el análisis de cuencas, es decir:

$$Q_D > Q_C$$

El tiempo de vida útil recomendado para las obras de drenaje es de 5 años, considerando este valor, el periodo de retomo de las precipitaciones e intensidades para el cálculo de los caudales y diseño de las obras de arte es de 25 años.

#### 3.5.1. ALCANTARILLAS

Del análisis de cuencas se extrae los caudales máximos "Q<sub>C</sub>", con un periodo de retomo de 25 años, para las alcantarillas existentes.

**TABLA N° 03.10**  
**CAUDALES DE MAXIMOS PARA LAS ALCANTARILLAS EXISTENTES**

UBICACIÓN	CODIGO	APORTE		CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	
		CUENCA	%	Qc maximo	Acumulado
01+118.9	A-01	01	63,88	0,56	
01+226.3	A-02		36,12	0,32	0,88
01+749.0	A-03	02	78,9	0,84	
01+836.7	A-04		1,36	0,01	
01+976.6	A-05		3,46	0,04	
02+233.5	A-06		16,28	0,17	1,07
02+647.5	A-07	04	25	0,21	
02+782.7	A-08		29,17	0,24	
02+941.8	A-09		12,98	0,11	
03+130.9	A-10		2,83	0,02	
03+193.6	A-11		7,92	0,07	
03+224.9	A-12		22,1	0,18	0,83
03+285.3	A-13	05	14,09	0,28	
03+360.6	A-14		2,73	0,05	
03+788.6	A-15	-	100	-	
04+669.0	A-16	08	10,52	0,07	
04+756.2	A-17		89,48	0,64	0,71
05+061.6	A-18	09	100	0,96	0,96
05+319.0	A-19	10	3,36	0,04	
05+475.8	A-20		4,15	0,05	
05+506.2	A-21		75,22	0,86	
05+694.7	A-22		17,27	0,20	1,14
06+940.0	A-23	12-13- 14...G	50	6,50	12,99
07+252.2	A-24	12	8,76	0,11	
07+347.1	A-25		8,85	0,11	

UBICACIÓN	CODIGO	APORTE		CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	
		CUENCA	%	Qc maximo	Acumulado
07+488.7	A-26		38,84	0,50	
07+564.0	A-27		3,52	0,05	
07+832.0	A-28		18,49	0,24	
08+007.0	A-29		1,34	0,02	
08+089.3	A-30		1,75	0,02	
08+274.1	A-31		3,69	0,05	
08+399.1	A-32		3,38	0,04	
08+543.9	A-33		2,16	0,03	
08+611.1	A-34		5,16	0,07	
08+654.8	A-35		4,05	0,05	1,29
08+895.9	A-36	13	100	0,66	0,66
09+069.9	A-37	14	32,72	0,14	
09+082.2	A-38		37,49	0,16	
09+308.8	A-39		22,64	0,10	
09+358.8	A-40		7,15	0,03	0,44
09+485.1	A-41	15	5,58	0,06	
09+532.4	A-42		4,62	0,05	
09+581.8	A-43		1,64	0,02	
09+659.7	A-44		88,16	0,93	1,05
10+093.8	A-45	16	30,53	0,20	
10+176.4	A-46		50,73	0,32	
10+401.8	A-47		18,74	0,12	0,64
10+732.4	A-48	17	0,71	0,01	
10+787.5	A-49		0,89	0,01	
10+909.2	A-50		0,26	0,00	
11+017.2	A-51		9,15	0,09	
11+134.2	A-52		0,97	0,01	
11+298.2	A-53		0,6	0,01	

UBICACIÓN	CODIGO	APORTE		CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)		
		CUENCA	%	Qc maximo	Acumulado	
11+338.0	A-54		1,98	0,02	0,15	
11+411.2	A-55	18	100	0,87	0,87	
11+469.8	A-56	19	100	2,39	2,39	
11+601.3	A-57	20	4,29	0,05		
11+669.9	A-58		9,49	0,11		
11+708.1	A-59		4,92	0,06		
11+754.8	A-60		2,57	0,03		
11+783.0	A-61		0,98	0,01		
11+969.1	A-62		5,27	0,06		
12+128.7	A-63		8,45	0,10		
12+245.0	A-64		4,89	0,06		
12+436.7	A-65		6,42	0,07		
12+508.0	A-66		2,68	0,03		
12+751.1	A-67		20	12,06	0,14	
12+779.5	A-68		3,83	0,04		
12+949.7	A-69		10,51	0,12		
12+969.9	A-70		0,2	0,00		
13+101.2	A-71	3,26	0,04			
13+131.9	A-72	3,09	0,04			
13+181.3	A-73	5,46	0,06			
13+229.1	A-74	5,45	0,06			
13+297.4	A-75	1,87	0,02			
13+320.0	A-76	4,32	0,05	1,15		
13+455.4	A-77	21	1,61	0,02		
13+531.0	A-78		85,35	0,87		
13+587.7	A-79		4,52	0,05		
13+974.8	A-80		6,46	0,07		
14+021.3	A-81		2,05	0,02	1,02	

### 1.5.1.1. CAPACIDAD DE DESCARGA DE ALCANTARILLAS EXISTENTES

Para la determinación de la capacidad de descarga "Q" de las alcantarillas existentes en los cruces de cuencas se ha utilizado la formula de Manning:

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

Donde:

- Q : Capacidad de descarga (m<sup>3</sup>/s)  
A : Sección mojada (m<sup>2</sup>)  
R : Radio Hidráulico (m)  
S : Pendiente de la quebrada (m/m)  
n : Coeficiente de rugosidad

Y se ha asumido las condiciones más desfavorables:

- Ya que las dimensiones de las alcantarillas a la entrada y a la salida varían, para fines de cálculo, se ha considerado las dimensiones que den el área menor asumiendo que la alcantarilla trabajara al 80% de su capacidad.
- La pendiente mínima de 2.0 %
- El coeficiente de rugosidad para las alcantarillas según el material utilizado en su construcción.

Para las alcantarilla cuya capacidad de descarga "Q" sea menor al caudal máximo "Q<sub>c</sub>" determinado en el análisis de cuencas se recomendara su reemplazo por una estructura de dimensiones mayores.

Para las estructuras cuyo estado estructural sea malo se recomendara su reemplazo por una estructura de dimensiones mayores.

**TABLA N° 03.11**  
**CAPACIDAD DE DESCARGA DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTES**

UBICACIÓN	CODIGO	SECCION CONSIDERADA				MANING					
		D	ENTRADA		Tiran te	pendie nte	Rugosi dad	Radio Hidra ulico	Area hidrau lica	caudal	CAPACIDAD HIDRAULICA
			h	a	0,8 h						
			(m)	(m)	Y						
01+118.9	A-01		0,40	0,40	0,32	0,2102	0,0400	0,123	0,128	0,3630	NO CUMPLE
01+226.3	A-02		0,40	0,40	0,32	0,0672	0,0400	0,123	0,128	0,2053	NO CUMPLE
01+749.0	A-03		0,40	0,40	0,32	0,0300	0,040	0,123	0,128	0,1371	NO CUMPLE
01+836.7	A-04		0,21	0,18	0,17	0,0172	0,040	0,059	0,030	0,0150	CUMPLE
01+976.6	A-05		0,16	0,22	0,13	0,1275	0,040	0,059	0,028	0,0382	CUMPLE
02+233.5	A-06		0,31	0,30	0,25	0,2201	0,040	0,093	0,074	0,1797	CUMPLE
02+647.5	A-07	16			0,31	0,0236	0,015	0,119	0,102	0,2540	CUMPLE
02+782.7	A-08		0,50	0,41	0,40	0,0806	0,040	0,133	0,160	0,2964	CUMPLE
02+941.8	A-09		0,30	0,34	0,28	0,0614	0,040	0,106	0,095	0,1319	CUMPLE
03+130.9	A-10		0,15	0,40	0,12	0,1110	0,040	0,055	0,024	0,0288	CUMPLE
03+193.6	A-11		0,20	0,26	0,16	0,1494	0,040	0,076	0,046	0,0805	CUMPLE
03+224.9	A-12		0,32	0,40	0,26	0,1420	0,040	0,112	0,102	0,2245	CUMPLE
03+285.3	A-13	18			0,35	0,1216	0,015	0,134	0,130	0,7918	CUMPLE
03+360.6	A-14		0,22	0,45	0,18	0,1312	0,040	0,099	0,079	0,1532	CUMPLE
03+788.6	A-15		0,48	0,47	0,40	0,0980	0,400	0,144	0,180	0,0387	CUMPLE
04+669.0	A-16		0,25	0,30	0,20	0,0780	0,040	0,086	0,060	0,0814	CUMPLE
04+756.2	A-17		0,15	0,40	0,12	0,1400	0,040	0,075	0,048	0,0799	NO CUMPLE
05+061.6	A-18		0,80	0,70	0,64	0,1029	0,040	0,226	0,448	1,3340	CUMPLE
05+319.0	A-19		0,15	0,30	0,12	0,0714	0,040	0,067	0,036	0,0395	CUMPLE
05+475.8	A-20		-	-	0,12	0,1550	0,015	0,045	0,015	0,0489	CUMPLE
05+506.2	A-21		0,37	0,30	0,30	0,0940	0,040	0,100	0,089	0,1462	NO CUMPLE
05+694.7	A-22		0,30	0,30	0,24	0,3060	0,040	0,092	0,072	0,2034	CUMPLE
06+940.0	A-23		1.00	2.80	0,80	0,0156	0,035	0,509	2,240	5,0965	NO CUMPLE
07+252.2	A-24		0,40	0,42	0,32	0,1113	0,040	0,127	0,134	0,2829	CUMPLE
07+347.1	A-25		0,45	0,40	0,36	0,0973	0,040	0,129	0,144	0,2861	CUMPLE
07+488.7	A-26		0,73	0,73	0,58	0,1015	0,040	0,225	0,426	1,2547	CUMPLE
07+564.0	A-27		0,25	0,30	0,20	0,1525	0,040	0,086	0,060	0,1139	CUMPLE

UBICACIÓN	CODIGO	SECCION CONSIDERADA				MANING					
		D	ENTRADA		Tiran te	pendie nte	Rugosi dad	Radio Hidra ulico	Area hidrau lica	caudal	CAPACIDAD HIDRAULICA
			h	a	0,8 h						
			(m)	(m)	Y						
S	N	R	A	Q							
07+832.0	A-28		0,80	0,35	0,64	0,1605	0,040	0,137	0,224	0,5974	CUMPLE
08+007.0	A-29	6			0,12	0,1221	0,015	0,045	0,015	0,0434	CUMPLE
08+089.3	A-30	6			0,12	0,2078	0,015	0,045	0,015	0,0566	CUMPLE
08+274.1	A-31		0,33	0,30	0,26	0,0829	0,040	0,096	0,079	0,1192	CUMPLE
08+399.1	A-32		0,27	0,25	0,22	0,1919	0,040	0,079	0,054	0,1090	CUMPLE
08+543.9	A-33		0,15	0,30	0,12	0,2225	0,040	0,067	0,036	0,0698	CUMPLE
08+611.1	A-34		0,30	0,42	0,24	0,0810	0,040	0,112	0,101	0,1666	CUMPLE
08+654.8	A-35		0,33	0,30	0,26	0,1000	0,040	0,096	0,079	0,1310	CUMPLE
08+895.9	A-36		1,30	0,70	1,04	0,0379	0,040	0,262	0,728	1,4503	CUMPLE
09+069.9	A-37		0,47	0,37	0,38	0,1098	0,040	0,124	0,139	0,2866	CUMPLE
09+082.2	A-38		0,30	0,45	0,24	0,2611	0,040	0,116	0,108	0,3284	CUMPLE
09+308.8	A-39		0,30	0,45	0,24	0,0952	0,040	0,116	0,108	0,1983	CUMPLE
09+358.8	A-40		0,20	0,30	0,16	0,0826	0,040	0,077	0,048	0,0626	CUMPLE
09+485.1	A-41		0,20	0,30	0,16	0,0833	0,040	0,077	0,048	0,0629	CUMPLE
09+532.4	A-42		0,15	0,30	0,12	0,1242	0,040	0,067	0,036	0,0521	CUMPLE
09+581.8	A-43		0,14	0,25	0,11	0,0304	0,040	0,059	0,028	0,0185	CUMPLE
09+659.7	A-44		0,34	0,50	0,27	0,0246	0,020	0,130	0,136	0,2741	NO CUMPLE
10+093.8	A-45		0,45	0,32	0,36	0,0927	0,040	0,111	0,115	0,2022	CUMPLE
10+176.4	A-46		0,15	0,32	0,12	0,0739	0,040	0,069	0,038	0,0437	NO CUMPLE
10+401.8	A-47		0,44	0,33	0,35	0,0337	0,040	0,112	0,116	0,1241	CUMPLE
10+732.4	A-48		COLAPSA DA		0,19	0,0557	0,040	0,087	0,061	0,0713	--
10+787.5	A-49		0,25	0,30	0,20	0,0957	0,040	0,086	0,060	0,0902	CUMPLE
10+909.2	A-50		0,12	0,33	0,10	0,0468	0,040	0,061	0,032	0,0265	CUMPLE
11+017.2	A-51		COLAPSA DA		0,72	0,2945	0,040	0,141	0,252	0,9252	--
11+134.2	A-52		0,20	0,35	0,16	0,1338	0,040	0,084	0,056	0,0979	CUMPLE
11+298.2	A-53		0,24	0,33	0,19	0,0373	0,040	0,089	0,063	0,0609	CUMPLE
11+338.0	A-54		0,31	0,42	0,25	0,1068	0,040	0,114	0,104	0,1997	CUMPLE
11+411.2	A-55		0,74	0,80	0,77	0,1352	0,040	0,200	0,415	1,3028	CUMPLE

UBICACIÓN	CODIGO	SECCION CONSIDERADA				MANING					
		D	ENTRADA		Tiran te	pendie nte	Rugosi dad	Radio Hidra ulico	Area hidrau lica	caudal	CAPACIDAD HIDRAULICA
			h	a	0,8 h						
			(m)	(m)	Y						
11+469.8	A-56		1,10	1,16	0,88	0,1176	0,040	0,350	1,021	4,3430	CUMPLE
11+601.3	A-57		0,28	0,30	0,24	0,0654	0,040	0,082	0,060	0,0725	CUMPLE
11+669.9	A-58		0,30	0,40	0,24	0,0858	0,040	0,109	0,096	0,1605	CUMPLE
11+708.1	A-59		0,26	0,30	0,24	0,0861	0,040	0,082	0,060	0,0832	CUMPLE
11+754.8	A-60		0,20	0,35	0,16	0,0263	0,040	0,084	0,056	0,0434	CUMPLE
11+783.0	A-61		0,20	0,22	0,16	0,0136	0,040	0,065	0,035	0,0166	CUMPLE
11+969.1	A-62		0,35	0,24	0,28	0,0767	0,040	0,084	0,067	0,0892	CUMPLE
12+128.7	A-63		0,48	0,22	0,38	0,1217	0,040	0,086	0,084	0,1430	CUMPLE
12+245.0	A-64		0,26	0,30	0,21	0,0727	0,040	0,087	0,062	0,0827	CUMPLE
12+436.7	A-65		0,40	0,24	0,32	0,0826	0,040	0,087	0,077	0,1086	CUMPLE
12+508.0	A-66		0,22	0,30	0,18	0,0336	0,040	0,081	0,053	0,0453	CUMPLE
12+751.1	A-67		0,37	0,40	0,30	0,0809	0,040	0,119	0,118	0,2041	CUMPLE
12+779.5	A-68		0,23	0,24	0,18	0,1139	0,040	0,073	0,044	0,0649	CUMPLE
12+949.7	A-69		0,37	0,30	0,30	0,1391	0,040	0,100	0,089	0,1778	CUMPLE
12+969.9	A-70		COLAPSA DA		0,16	0,0004	0,040	0,070	0,040	0,0034	--
13+101.2	A-71		0,12	0,35	0,10	0,1758	0,040	0,062	0,034	0,0552	CUMPLE
13+131.9	A-72		0,20	0,25	0,16	0,0945	0,040	0,070	0,040	0,0523	CUMPLE
13+181.3	A-73		0,20	0,30	0,16	0,1795	0,040	0,077	0,048	0,0924	CUMPLE
13+229.1	A-74		0,20	0,23	0,16	0,3705	0,040	0,067	0,037	0,0923	CUMPLE
13+297.4	A-75		0,12	0,20	0,10	0,2421	0,040	0,049	0,019	0,0316	CUMPLE
13+320.0	A-76		0,30	0,20	0,24	0,1272	0,040	0,071	0,048	0,0731	CUMPLE
13+455.4	A-77		0,15	0,20	0,12	0,0374	0,040	0,055	0,024	0,0167	CUMPLE
13+531.0	A-78		0,15	0,60	0,12	0,0934	0,040	0,086	0,072	0,1069	NO CUMPLE
13+587.7	A-79		0,20	0,30	0,16	0,0461	0,040	0,077	0,048	0,0468	CUMPLE
13+974.8	A-80		COLAPSA DA		0,24	0,0331	0,040	0,092	0,072	0,0669	--
14+021.3	A-81		0,18	0,22	0,14	0,0289	0,040	0,062	0,032	0,0212	CUMPLE

### 1.5.1.2. DIMENSIONAMIENTO DE ALCANTARILLAS A REEMPLAZAR

En el caso de reemplazo de alcantarillas las nuevas dimensiones son calculadas de modo que la capacidad de descarga "Q<sub>D</sub>" de las estructuras proyectadas sea mayor que los caudales máximos

$$Q_D > Q_C$$

"Q<sub>C</sub>" calculados en el análisis de cuencas, es decir:

Y se ha asumido las siguientes condiciones para determinar las dimensiones de las alcantarillas proyectadas:

- La pendiente mínima de 3.0 %
- El coeficiente de rugosidad para las alcantarillas de piedra acomodada es de 0.040
- La alcantarilla trabajara al 80.0 % de su capacidad de descarga máxima

**TABLA N° 03.12**  
**CAPACIDAD DE DESCARGA DE LAS ALCANTARILLAS A**  
**REEMPLAZAR**

UBICACIÓN	CODIGO	DIMENSIONES GEOMETRICAS			MANING				
		H	B	Tirante Y (0,8 h)	Pendiente S	rugosidad n	Radio Hidráulica R	Área hidráulica A	Caudal Q
01+118.9	A-01	0,50	0,45	0,40	0,2102	0,040	0,144	0,180	0,5668
01+226.3	A-02	0,50	0,45	0,40	0,0672	0,040	0,144	0,180	0,3205
01+749.0	A-03	0,80	0,80	0,64	0,0300	0,040	0,246	0,512	0,8708
04+756.2	A-17	0,55	0,55	0,44	0,1400	0,040	0,169	0,242	0,6926
05+506.2	A-21	0,65	0,65	0,52	0,0940	0,040	0,200	0,338	0,8860
09+659.7	A-44	0,70	0,65	0,56	0,0246	0,020	0,206	0,364	0,9945
10+176.4	A-46	0,50	0,45	0,40	0,0739	0,040	0,144	0,180	0,3361
10+732.4	A-48	0,24	0,32	0,19	0,0557	0,040	0,087	0,061	0,0713
11+017.2	A-51	0,90	0,35	0,72	0,2945	0,040	0,141	0,252	0,9252
12+969.9	A-70	0,20	0,25	0,16	0,0004	0,040	0,070	0,040	0,0034

UBICACIÓN	CODIGO	DIMENSIONES GEOMETRICAS			MANING				
		H	B	Tirante Y (0,8 h)	Pendiente S	rugosidad n	Radio Hidráulica R	Área hidráulica A	Caudal Q
13+531.0	A-78	0,65	0,65	0,52	0,0934	0,040	0,200	0,338	0,8832
13+974.8	A-80	0,30	0,30	0,24	0,0331	0,040	0,092	0,072	0,0669

### 1.5.1.3. CAPACIDAD DE DESCARGA DE ALCANTARILLAS PROYECTADAS

Para la determinación de la capacidad de descarga "Q" de las alcantarillas proyectadas se ha utilizado la formula de Manning:

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

Donde:

- Q : Capacidad de descarga (m<sup>3</sup>/s)  
A : Sección mojada (m<sup>2</sup>)  
R : Radio Hidráulico (m)  
S : Pendiente de la quebrada (m/m)  
n : Coeficiente de rugosidad

Y se ha asumido las condiciones más desfavorables:

- La pendiente mínima de 3.0 %
- El coeficiente de rugosidad para las alcantarillas de piedra acomodada es de 0.040
- Las alcantarillas marco trabajaran al 80.0 % de su capacidad de descarga máxima.

Lo que da como resultado las siguientes capacidades de descarga máxima para las alcantarillas proyectadas.

**TABLA N° 03.13**  
**CAPACIDAD DE DESCARGA DE LAS ALCANTARILLAS ROYECTADAS**

UBICACIÓN	CODIGO	DIMENSIONES GEOMETRICAS			MANING				
		H	B	Tirante Y (0,8 h)	Pendiente S	rugosidad N	Radio Hidráulico R	Área hidráulica A	caudal Q
00+620	AP-1	0,50	0,50	0,40	0,030	0,040	0,1538	0,2000	0,2486
00+940	AP-2	0,50	0,50	0,40	0,030	0,040	0,1538	0,2000	0,2486
05+780	AP-3	0,50	0,50	0,40	0,030	0,040	0,1538	0,2000	0,2486
06+110	AP-4	0,50	0,50	0,40	0,030	0,040	0,1538	0,2000	0,2486
06+450	AP-5	0,50	0,50	0,40	0,030	0,040	0,1538	0,2000	0,2486

### 3.5.2. BADENES

Del análisis de cuencas se extrae los caudales máximos "Q<sub>c</sub>", con un periodo de retomo de 25 años, para los badenes existentes que sirven de cruce para las quebradas más importantes de la carretera.

**TABLA N° 03.14**  
**CAUDALES DE MAXIMOS PARA LOS BADENES EXISTENTES**

UBICAC.	CODIGO	APORTE		CAUDAL	
		CUENCA	%	Q <sub>c</sub> maximo	Acumulado
02+372.3	B-01	03-04-05...C-D-E...	100	29,36	29,36
10+836.2	B-02	17	44,03	0,45	
11+245.2	B-03		41,41	0,42	0,87
14+207.6	B-04	22	100	0,95	0,95
14+663.6	B-05	23	100	0,72	0,72

#### 1.5.2.1. CAPACIDAD DE DESCARGA DE BADENES EXISTENTES

Para la determinación de la capacidad de descarga "Q" de los badenes existentes en los cruces de cuencas, se considera al badén como un canal circular cuyo radio es calculado con la siguiente expresión:

$$R = \frac{(L/2)^2 + Y^2}{2 \cdot Y}$$

Donde:

R : Radio del Badén (m)

L : Longitud del badén (m)

Y : Flecha del badén (m)

Se hace el análisis de la sección hidráulica como canal circular utilizando la fórmula de Manning:

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

Donde:

Q : Capacidad de descarga (m<sup>3</sup>/s)

A : Sección mojada (m<sup>2</sup>)

R : Radio Hidráulico (m)

S : Pendiente de la quebrada (m/m)

n : Coeficiente de rugosidad

Y se ha asumido las condiciones más desfavorables:

- Se ha considerado la flecha del badén como 0.50 m
- La pendiente mínima de 2.0 %
- El coeficiente de rugosidad para los badenes como 0.015 (concreto desgastado)

**TABLA N° 03.15**  
**CAPACIDAD DE DESCARGA DE LOS BADENES EXISTENTES**

UBICACIÓN	CODIGO	DIMENSIONES GEOMETRICAS			MANING					CAPACIDAD HIDRAULICA
		L (m)	Dx (m)	Tirante Y (0,8 h)	S	n	radio	Area	caudal Q	
							Hidraulico R	hidraulica A		
02+372.3	B-01	40.00	1.5	1,36	0,0179	0,035	0,904	32,492	116,1393	CUMPLE
10+836.2	B-02	10.00	0.13	0,10	0,0968	0,015	0,107	0,954	4,4506	CUMPLE
11+245.2	B-03	10.00	0.17	0,14	0,0856	0,015	0,107	0,954	4,1852	CUMPLE
14+207.6	B-04	6.00	0.17	0,14	0,0343	0,035	0,093	0,509	0,5532	NO CUMPLE
14+663.6	B-05	12.00	0.30	0,24	0,2847	0,035	0,160	1,718	7,6330	CUMPLE

### 1.5.2.2. DIMENSIONAMIENTO DE BADENES A REEMPLAZAR

En el caso de reemplazo de badenes las nuevas dimensiones son calculadas de modo que la capacidad de descarga "QD" de las estructuras proyectadas sea mayor que los caudales máximos "QC" calculados en el análisis de cuencas, es decir, el tirante alcanzado con los caudales máximos debe ser menor que la flecha del badén: Flecha del Badén > Tirante.

**TABLA N° 03.16**  
**CAPACIDAD DE DESCARGA DE LOS BADENES A REEMPLAZAR**

UBICACIÓN	CODIGO	DIMENSIONES GEOMETRICAS			MANING					RECOMENDACIÓN
		L (m)	dx (m)	Tirante Y (0,8 h)	S	n	radio	Área	caudal Q	
							Hidráulico R	hidráulica A		
14+207.6	B-04	6.00	0.17	0,14	0,0343	0,014	0,093	0,509	1,383	BADEN DE CONCRETO

### 3.5.3. PUENTES Y PONTONES

Para el presente estudio se considera que si la estructura tiene una luz superior a los 10.0 m se trata de un Puente, si tiene una luz comprendida entre 3.0 m y

10.0 m se trata de un Pontón y si tiene una luz menor a 3.0 m se trata de una alcantarilla.

Del análisis de cuencas se extrae el caudal máximo "Q<sub>c</sub>", con un periodo de retomo de 25 años para las obras de arte y drenaje.

**TABLA N° 03.17**  
**CAUDALES MAXIMOS DE LOS PONTONES EXISTENTES**

UBICAC.	CODIGO	APORTE		CAUDAL	
		CUENCA	%	Q <sub>c</sub> máximo	Acumulado
00+311.1	P-01	01-02-03...A-B-C...	100	33,73	33,73
01+367.2	P-02	02-03-04...B-C-D...	100	31,22	31,22
02+497.4	P-03	03	100	3,36	3,36
03+435.6	P-04	05-06	83,19	1,66	1,99
04+102.5	P-05	07-08-09...D-E-F...	100	22,21	22,21
04+368.7	P-06	08-09-10...D-E-F...	100	21,56	21,56

### 1.5.3.1. CAPACIDAD DE DESCARGA DE PONTONES EXISTENTES

Para la determinación de la capacidad de descarga "Q" de los pontones existentes en los cruces de cuencas se ha utilizado la formula de Manning:

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

Donde:

- Q : Capacidad de descarga (m<sup>3</sup>/s)
- A : Sección mojada (m<sup>2</sup>)
- R : Radio Hidráulico (m)
- S : Pendiente de la quebrada (m/m)
- n : Coeficiente de rugosidad

Y se ha asumido las condiciones más desfavorables:

- Ya que las dimensiones de los pontones a la entrada y a la salida varían, para fines de cálculo, se ha considerado las dimensiones que den el área menor asumiendo que el pontón trabajara al 80% de su capacidad.
- La pendiente mínima de 2.0 %
- El coeficiente de rugosidad para los pontones según el material utilizado en su construcción.
- Para los pontones cuya capacidad de descarga "Q" sea menor al caudal máximo "Q<sub>c</sub>" determinado en el análisis de cuencas se recomendará su reemplazo por una estructura de dimensiones mayores.
- Para las estructuras cuyo estado estructural sea malo se recomendará su reemplazo por una estructura de dimensiones mayores.

**TABLA N° 03.18**  
**CAPACIDAD DE DESCARGA DE LOS PONTONES EXISTENTES**

UBICACIÓN	CODIGO	DIMENSION CONSIDERADA					MANING			
		Geometría		Tirante Y (0,8 h)	S	n	radio Hidráulico R	Área hidráulica A	caudal Q	CAPACIDAD HIDRAULICA
		h (m)	a (m)							
00+311.1	P-01	5,50	6,75	4,40	0,0882	0,035	1,910	29,700	387,9479	CUMPLE
01+367.2	P-02	3,30	4,25	2,64	0,0507	0,035	1,177	11,220	80,4814	CUMPLE
02+497.4	P-03	3,00	3,36	2,40	0,0089	0,035	0,988	8,064	21,5651	CUMPLE
03+435.6	P-04	0,90	1,20	0,72	0,1591	0,035	0,327	0,864	4,6761	CUMPLE
04+102.5	P-05	1,30	4,00	1,04	0,0594	0,035	0,684	4,160	22,4929	CUMPLE
04+368.7	P-06	1,40	2,95	1,12	0,0531	0,035	0,637	3,304	16,0978	NO CUMPLE

### 3.5.4. CUNETAS

El Caudal de diseño de las cunetas triangulares sin revestir se determinara utilizando el método racional:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6}$$

Q : Caudal máximo (m<sup>3</sup>/s)

C : Coeficiente de escorrentía (Adimensional)

I : Intensidad de la lluvia (mm/h)

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

Considerando 350.0 m de longitud de cuenta entre alcantarillas y 50.0 m de altura de talud da un área de escurrimiento aportante de 17500.0 m<sup>2</sup> (A=0.0175 km<sup>2</sup>), asumiendo un coeficiente de escurrimiento promedio (C=0.40), intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 25 años (I=23.10 mm/h) se obtiene un caudal de diseño Q = 0.073 m<sup>3</sup>/seg (73 lt/seg).

La sección hidráulica de la cuneta se determinará utilizando la Fórmula de Manning:

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

Donde:

Q : Capacidad de descarga (m<sup>3</sup>/s)

A : Sección mojada (m<sup>2</sup>)

R : Radio Hidráulico (m)

S : Pendiente de la cuneta (m/m)

n : Coeficiente de rugosidad

Considerando como pendiente de la cuneta S=2.0 % y coeficiente de rugosidad n=0.022, correspondiente a terreno excavado con presencia de musgo corto y poca hierba, obtenemos un área hidráulica de 0.080 m<sup>2</sup> y un tirante de 0.26 m, con un borde libre de 30% del tirante, la profundidad de la cuneta sería de 0.30 m.

Por lo tanto las dimensiones de la sección hidráulica de la cuneta queda definida con talud 1:2 (V:H) hacia la plataforma, talud 3:1 (V:H) hacia el corte y profundidad 0.30 m.

**TABLA N° 03.19**  
**RELACION DE CUNETAS**

UBICACION		LONGITUD	LADO	PUNTO DE DESCARGA	OBSERVACION
DE	A				
00+120.0	00+305.0	185.00	IZQUIERDO	00+305.0	A QDA. HUALLAGA
00+330.0	01+355.0	1025.00	DERECHO	00+330.0	A QDA. HUALLAGA
01+370.0	02+250.0	880.00	IZQUIERDO	01+370.0	A QDA. HUALLAGA
02+250.0	02+355.0	105.00	IZQUIERDO	02+355.0	A QDA. HUALLAGA
02+385.0	02+460.0	75.00	DERECHO	02+385.0	A QDA. HUALLAGA
02+460.0	02+495.0	35.00	DERECHO	02+495.0	A QDA. HUALLAGA
02+500.0	03+260.0	760.00	DERECHO	02+500.0	A QDA. HUALLAGA
03+260.0	03+360.6	100.60	DERECHO	03+360.6	A ALCANTARILLA A-14
03+360.6	03+434.0	73.40	DERECHO	03+360.6	A ALCANTARILLA A-14
03+437.0	04+100.0	663.00	DERECHO	03+437.0	A PONTON P-04
04+370.0	04+875.0	505.00	DERECHO	04+370.0	A QDA. HUALLAGA
04+875.0	05+061.6	186.60	DERECHO	05+061.6	A ALCANTARILLA A-18
05+061.6	05+694.0	632.40	DERECHO	05+061.6	A ALCANTARILLA A-18
05+695.0	05+780.0	85.00	DERECHO	05+780.0	A ALCANTARILLA AP-3
05+780.0	06+935.0	1155.00	DERECHO	05+780.0	A ALCANTARILLA AP-3
06+944.0	07+110.0	166.00	IZQUIERDO	06+944.0	A QDA. HUALLAGA
07+110.0	07+290.0	180.00	DERECHO	07+110.0	DESARROLLO
07+290.0	07+450.0	160.00	IZQUIERDO	07+290.0	DESARROLLO
07+450.0	07+715.0	265.00	DERECHO	07+450.0	DESARROLLO
07+715.0	08+089.3	374.30	IZQUIERDO	07+715.0	DESARROLLO
08+089.3	08+335.0	245.70	IZQUIERDO	08+089.3	A ALCANTARILLA A-30
08+335.0	08+543.9	208.90	IZQUIERDO	08+543.9	A ALCANTARILLA A-33
08+543.9	08+804.0	260.10	IZQUIERDO	08+543.9	A ALCANTARILLA A-33
08+804.0	08+895.9	91.90	IZQUIERDO	08+895.9	A ALCANTARILLA A-36
08+895.9	09+032.0	136.10	IZQUIERDO	08+895.9	A ALCANTARILLA A-36
09+082.2	10+037.0	954.80	IZQUIERDO	09+082.2	A ALCANTARILLA A-38
10+037.0	10+093.8	56.80	IZQUIERDO	10+093.8	A ALCANTARILLA A-45
10+093.8	10+610.0	516.20	IZQUIERDO	10+093.8	A ALCANTARILLA A-45

UBICACION		LONGITUD	LADO	PUNTO DE DESCARGA	OBSERVACION
DE	A				
10+610.0	10+836.2	226.20	IZQUIERDO	10+836.2	A BADEN B-02
10+836.2	10+876.0	39.80	IZQUIERDO	10+836.2	A BADEN B-02
10+876.0	11+469.8	593.80	IZQUIERDO	11+469.8	A ALCANTARILLA A-56
11+469.8	12+078.0	608.20	IZQUIERDO	11+469.8	A ALCANTARILLA A-56
12+078.0	12+245.0	167.00	IZQUIERDO	12+245.0	A ALCANTARILLA A-64
12+245.0	12+572.0	327.00	IZQUIERDO	12+245.0	A ALCANTARILLA A-64
12+572.0	12+969.9	397.90	IZQUIERDO	12+969.9	A ALCANTARILLA A-70
12+969.9	14+922.0	1952.10	IZQUIERDO	12+969.9	A ALCANTARILLA A-70
14+922.0	15+000.0	78.00	IZQUIERDO	15+000.0	A QDA. HUALLAGA

## CONCLUSIONES

---

1. una vez realizado el inventario vial, desde el punto de vista de drenaje, se observó que el adecuado drenaje de la vía depende básicamente de tres actividades:
  - a. El mantenimiento de las estructuras de drenaje existentes.
  - b. El reemplazo de las estructuras de drenaje existentes.
  - c. La proyección de nuevas estructuras de drenaje.
  - d. La rehabilitación de las estructuras existentes, en los casos de los cabezales de entrada y salida colapsados.
2. La aplicación de los criterios antes mencionados responden principalmente a los siguientes criterios:
  - a. Todas las obras de arte a lo largo del tramo deben presentar secciones hidráulicas aceptables, esta sección dependerá básicamente del área de la cuenca, las características del escurrimiento, la intensidad de la precipitación de diseño y el periodo de retomo de la tormenta de diseño.
  - b. La elección del tipo de estructura se realizó de acuerdo a la importancia de la vía, en este caso un camino rural.
  - c. El costo de las estructuras de drenaje, debe ser proporcional con las otras partidas desarrolladas para la rehabilitación de la vía.
  - d. Mantener la uniformidad de las estructuras que requieren reemplazo y las estructuras nuevas, para favorecer el proceso constructivo y el mantenimiento de las mismas.
3. una vez realizada la evaluación de la vía, el éxito de un buen sistema de drenaje, dependerá básicamente de los siguientes parámetros:
  - a. Una buena elección del lugar de emplazamiento de la estructura.
  - b. Un buen diseño de sus dimensiones.

- c. Deben instalarse adecuadamente. Entre los detalles importantes de instalación se incluyen los siguientes: minimización de modificaciones al cauce; evitar constricciones del ancho del canal de flujo con el caudal máximo; mantenimiento del gradiente y alineación naturales; utilización de materiales de calidad y bien compactados para apoyo y para relleno.
  - d. Deben protegerse contra la socavación empleando estructuras de protección al ingreso y la salida de las obras de drenaje.
4. Las alcantarillas rústicas de troncos (alcantarillas tipo "Humboldt") generalmente cuentan con una muy baja capacidad de flujo. Cuando se usen, asegurarse de que la estructura y todo el material de relleno sean extraídos del cauce antes de la temporada de lluvias o de grandes avenidas pronosticadas.
  5. el uso de badenes es una alternativa más económica que también es más fácil de construir, sin embargo se deben considerar las siguientes ventajas y desventajas:
    1. La ventaja principal es que un badén no es generalmente susceptible a obstruirse con escombros o con vegetación como sucede en el caso de una alcantarilla de tubo que puede llegar a taparse.
    2. En general los badenes son estructuras menos costosas que las alcantarillas grandes o los puentes. Pueden resultar inicialmente más caros que las alcantarillas, pero se necesitará menos relleno en el cauce y pueden dejar pasar un mayor caudal.
    3. El badén no es muy sensible a caudales específicos debido a que un pequeño aumento en el tirante de agua incrementa de manera importante la capacidad. Los badenes pueden ser más "indulgentes" y pueden permitir más incertidumbres en el caudal de diseño, por lo que son ideales como obras de drenaje con características desconocidas de flujo.
    4. Debido a que la geometría de la estructura implica una depresión en la superficie y retrasos periódicos, en general no son recomendables para caminos de mucho tránsito ni de alta velocidad.

5. El cruce de la estructura puede ser peligroso durante periodos de alto caudal.

## RECOMENDACIONES

---

1. Si bien es cierto, la bibliografía recomienda, el periodo de diseño de este tipo de estructuras, 10 años, se recomienda el uso de valores más conservadores, debido a que las políticas de mantenimientos de las vías de bajo tránsito solo se programan cuando estas son intransitables, como promedio 20 o más años.
2. El adecuado análisis en la elección de los métodos empleados para el análisis hidrológico, es muy importante, por cuanto la mala elección de los parámetros o de los métodos conlleva a la obtención de valores que son incongruentes con los fenómenos reales que se producen en la vía y en los cursos de agua.
3. Se recomienda especial cuidado en el trabajo de campo, durante el inventario de las obras existentes, ya que el estado de estas es la mejor fuente de información en cuanto a los fenómenos ocurridos en el tramo en análisis, de las cuales se puede verificar la ocurrencia de los eventos estimados durante el periodo de diseño.
4. Se recomienda un adecuado control de los procesos constructivos ya que de estos depende, el adecuado funcionamiento de las estructuras diseñadas.

## BIBLIOGRAFIA

---

- *Elaboración de los estudios de Rehabilitación de los Caminos Rurales: Tramo I: Paríamarca – Yanacachi – huanta* - MTC – PROVIAS RURAL – 2004 – Pasco
- *Proyecto, Construcción y Conservación de Alcantarillas* - CORNERO, Guillermo – 2000 - UNR EDITORA – Rosario
- *Hidráulica de canales* - VEN TE CHOW – 1998 - Mc Graw Hill – Santafé de Bogota
- *Apuntes de clase del curso de Hidrología General* - SILVA, Marisa – 1998 - UNI
- *Apuntes de clase del curso de Mecánica de Fluidos II* - RODRIGUEZ ZUBIATE, Edgar – 1997 – UNI
- *Modelado Hidrológico e Hidráulico en Obras Viales* - KUROIWA ZEVALLOS, Julio - 2005 – I Congreso de Obras de Infraestructura Vial – Fondo Editorial ICG – Lima
- *Manual de diseño y Especificaciones de Caminos de Bajo Volumen de Tránsito* - MTC DGCyF – 2005 – Lima

## PANEL FOTOGRÁFICO



FOTO N° 01  
PONTON P-04 KM 03+435.6



FOTO N° 04  
LA VIA FORMA PARTE DEL CAUCE DEL RIO KM 3+500

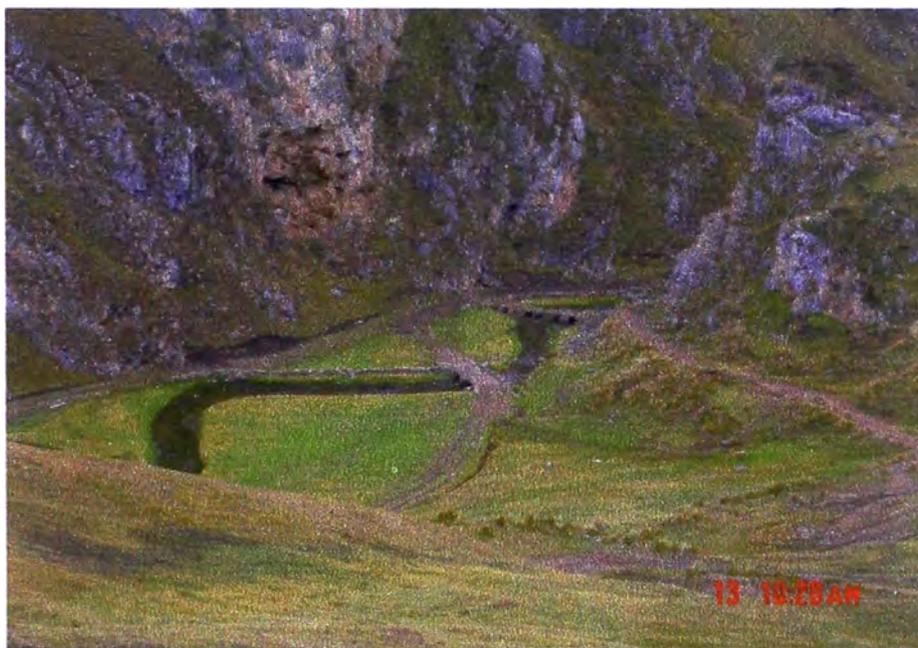


FOTO N° 02  
ALCANTARILLA A-23 KM 06+940

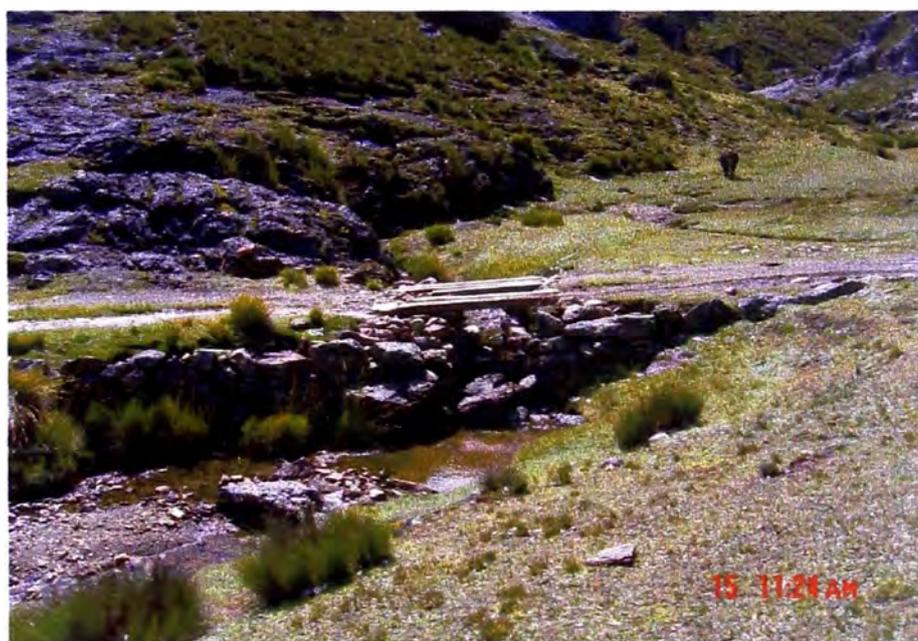
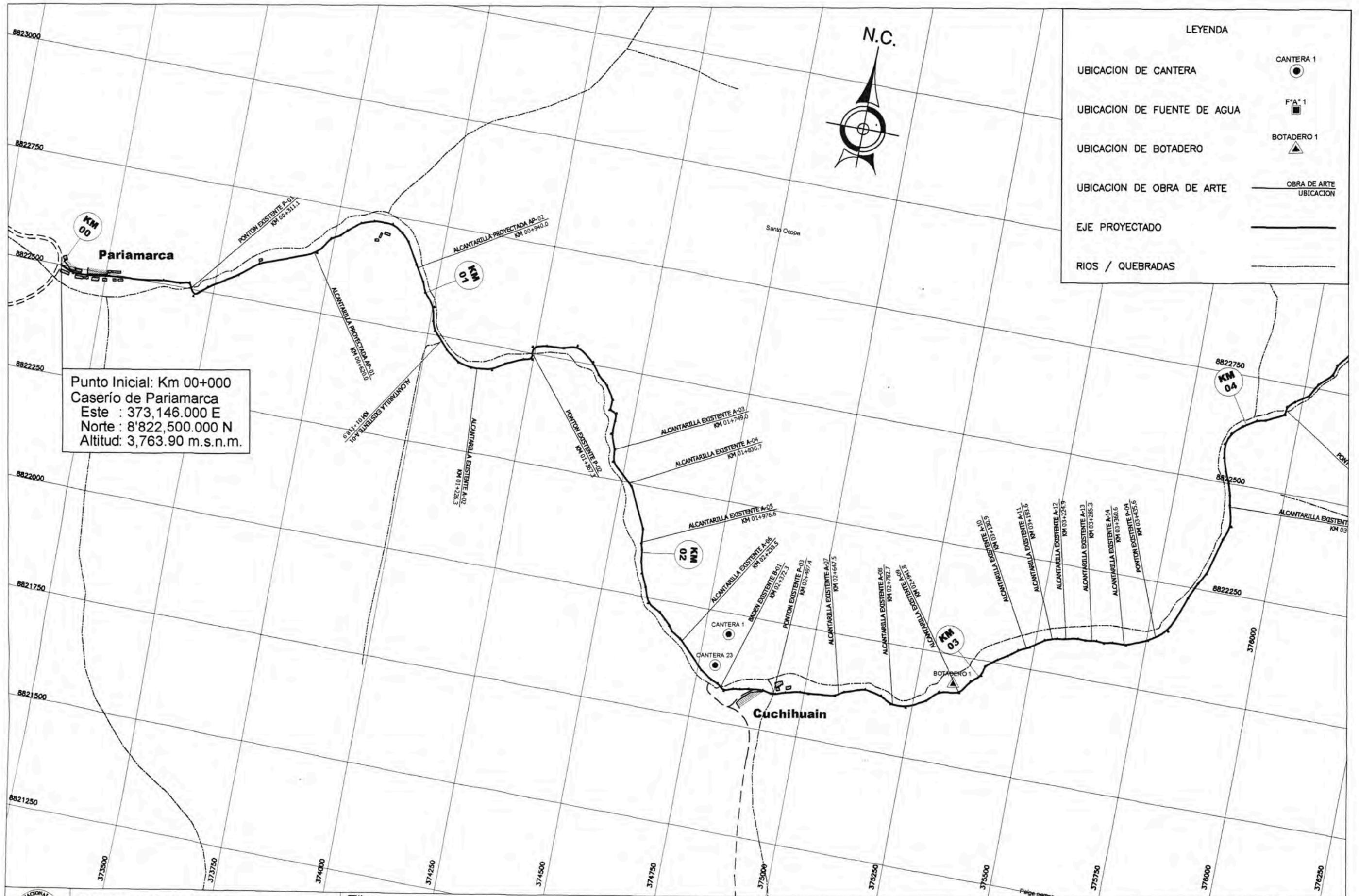


FOTO N° 03  
ALCANTARILLA A-56 KM 11+469.8



Punto Inicial: Km 00+000  
 Caserío de Pariamarca  
 Este : 373,146.000 E  
 Norte : 8'822,500.000 N  
 Altitud: 3,763.90 m.s.n.m.

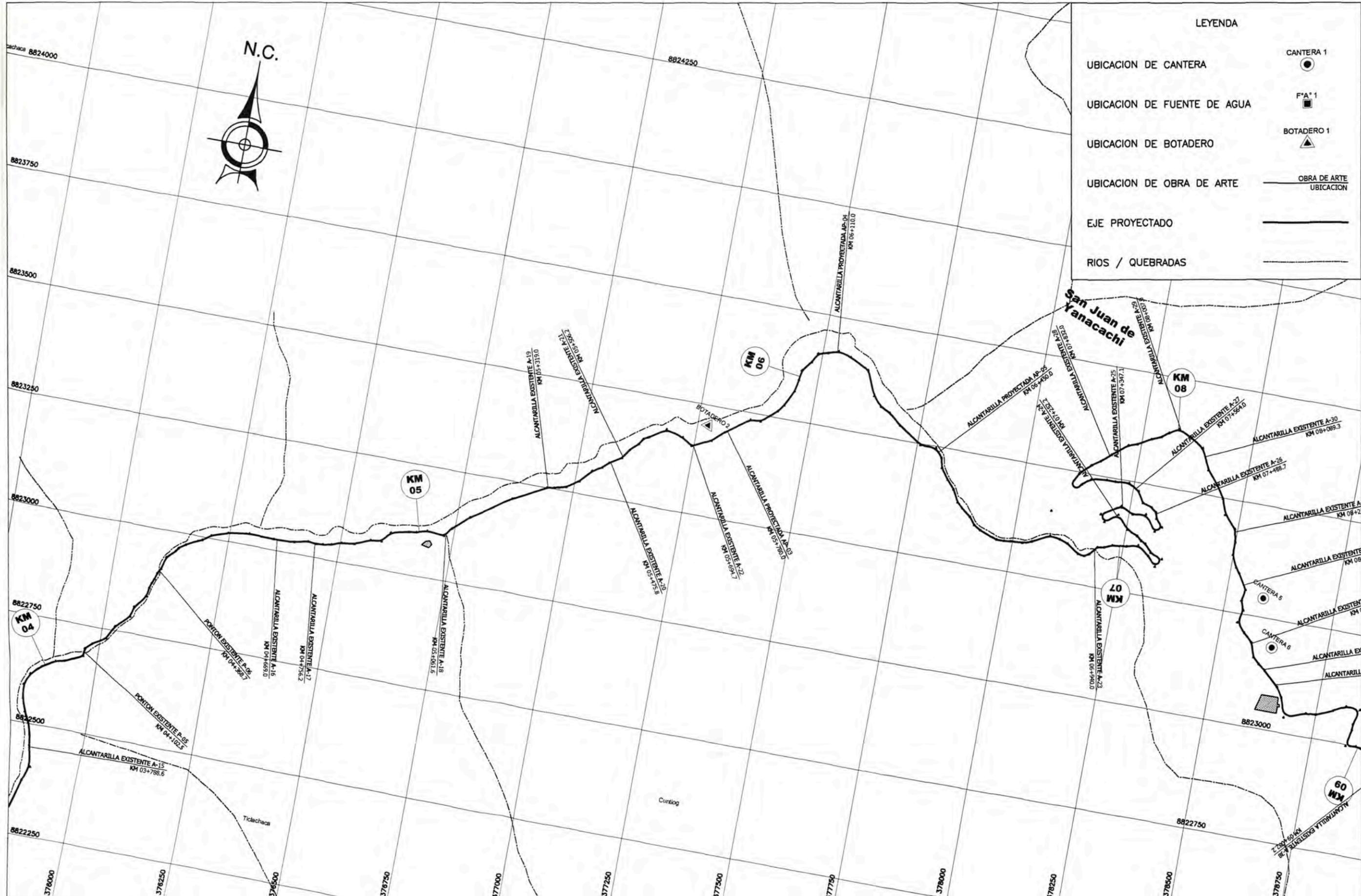
LEYENDA	
UBICACION DE CANTERA	CANTERA 1
UBICACION DE FUENTE DE AGUA	F"A" 1
UBICACION DE BOTADERO	BOTADERO 1
UBICACION DE OBRA DE ARTE	OBRA DE ARTE UBICACION
EJE PROYECTADO	
RIOS / QUEBRADAS	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 INFORME DE SUFICIENCIA

TEMA : ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, DRENAJE E HIDRÁULICA PARA LA REHABILITACION DE CAMINOS RURALES EN EL DEPARTAMENTO DE PASCO  
 TRAMO: PARIAMARCA-YANACACHI-HUANCA

PLANO : PLANO CLAVE  
 Km 0+000 - Km 4+000

BACHILLER: FELICIANO TINEO N. COD. 930299-A	ESCALA: 1:4,000	FECHA: 2005
ASESOR: ING. EDGAR RODRIGUEZ Z.	PLANO N° PC-01	



LEYENDA

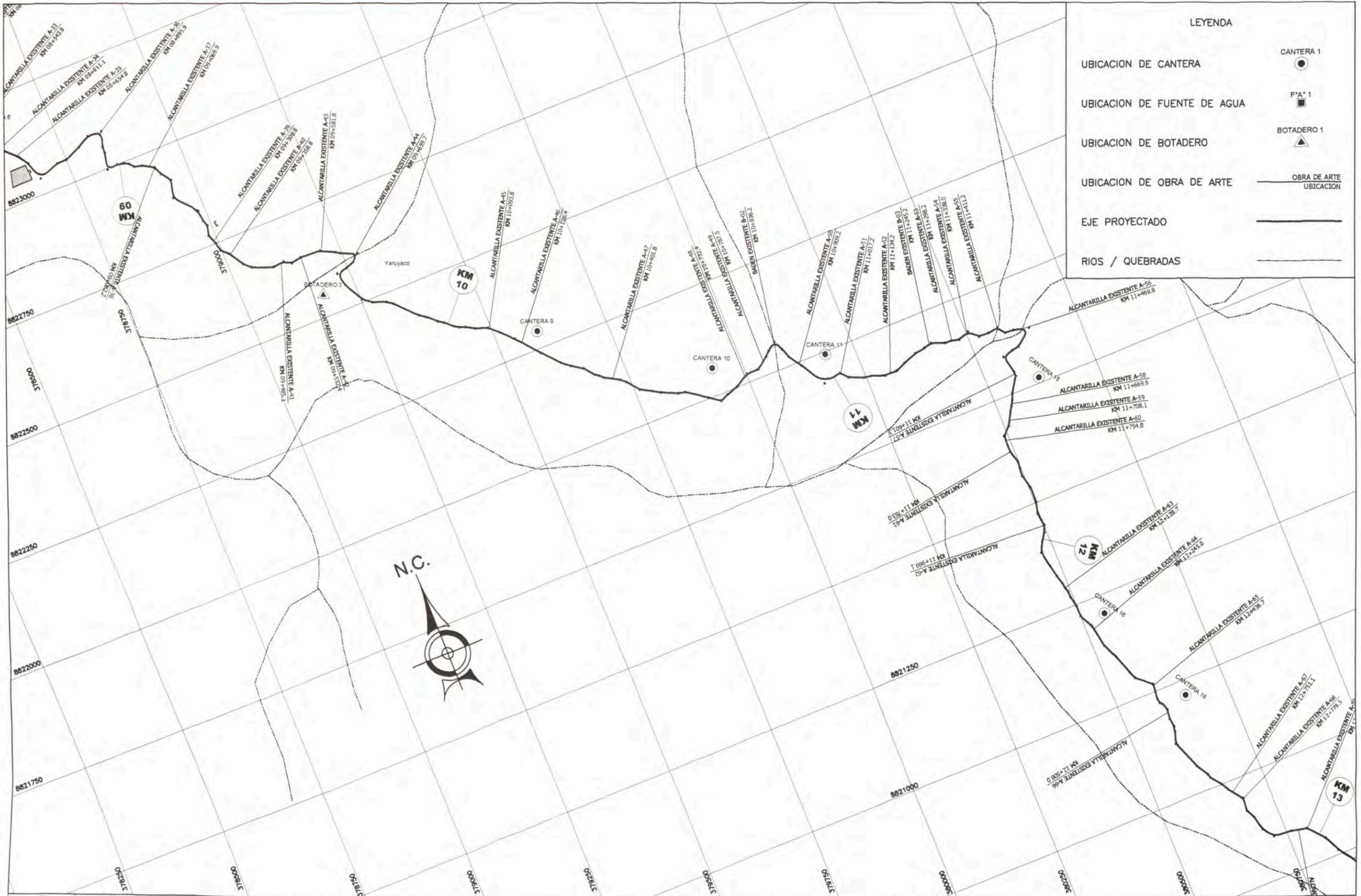
UBICACION DE CANTERA	CANTERA 1
UBICACION DE FUENTE DE AGUA	FUA 1
UBICACION DE BOTADERO	BOTADERO 1
UBICACION DE OBRA DE ARTE	OBRA DE ARTE UBICACION
EJE PROYECTADO	
RIOS / QUEBRADAS	


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**INFORME DE SUFICIENCIA**

**TEMA :**  
**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, DRENAJE E HIDRÁULICA PARA LA**  
**REHABILITACION DE CAMINOS RURALES EN EL DEPARTAMENTO DE PASCO**  
**TRAMO: PARIAMARCA-YANACACHI-HUANCA**

**PLANO :**  
**PLANO CLAVE**  
**Km 4+000 - Km 9+000**

<b>BACHILLER:</b> FELICIANO TINEO N. COD. 930299-A	<b>ESCALA:</b> 1:4,000	<b>FECHA:</b> 2005
<b>ASESOR:</b> ING. EDGAR RODRIGUEZ Z.	<b>PLANO N°</b> <b>PC-02</b>	

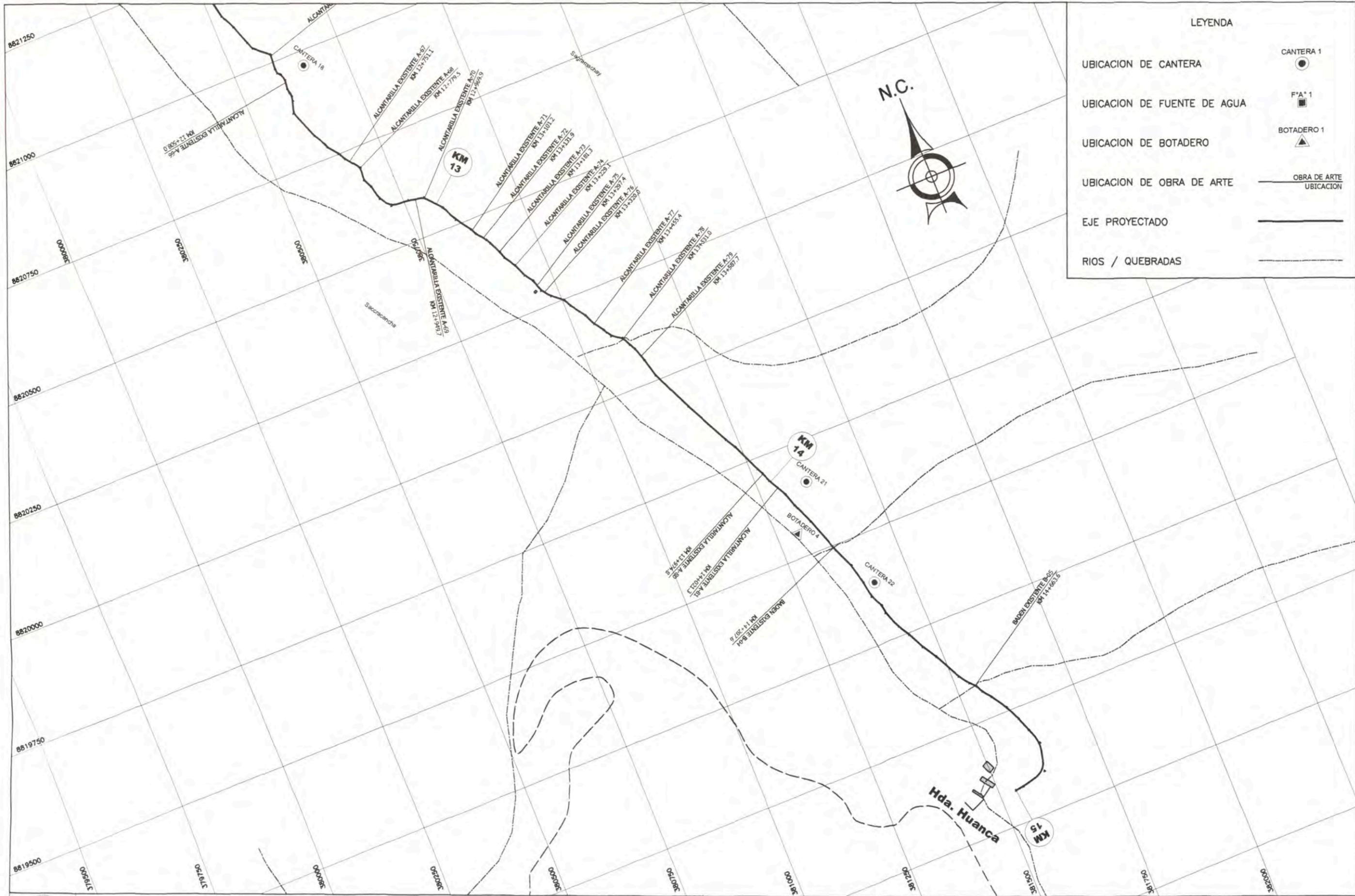


LEYENDA

UBICACION DE CANTERA	CANTERA 1
UBICACION DE FUENTE DE AGUA	F'A* 1
UBICACION DE BOTADERO	BOTADERO 1
UBICACION DE OBRA DE ARTE	OBRA DE ARTE UBICACION
EJE PROYECTADO	
RIOS / QUEBRADAS	



 <p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL INFORME DE SUFICIENCIA</p>	<p>TEMA : ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, DRENAJE E HIDRÁULICA PARA LA REHABILITACION DE CAMINOS RURALES EN EL DEPARTAMENTO DE PASCO TRAMO: PARIAMARCA-YANACACHI-HUANCA</p>	<p>PLANO : PLANO CLAVE Km 9+000 - Km 13+000</p>	<p>BACHILLER: FELICIANO TINEO N. COD. 930299-A ASESOR: ING. EDGAR RODRIGUEZ Z.</p>	<p>ESCALA: 1:4,000 PLANO N° PC-03</p>	<p>FECHA: 2005</p>
	<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL INFORME DE SUFICIENCIA</p>				



LEYENDA

UBICACION DE CANTERA	CANTERA 1
UBICACION DE FUENTE DE AGUA	F <sup>A</sup> 1
UBICACION DE BOTADERO	BOTADERO 1
UBICACION DE OBRA DE ARTE	OBRA DE ARTE UBICACION
EJE PROYECTADO	
RIOS / QUEBRADAS	

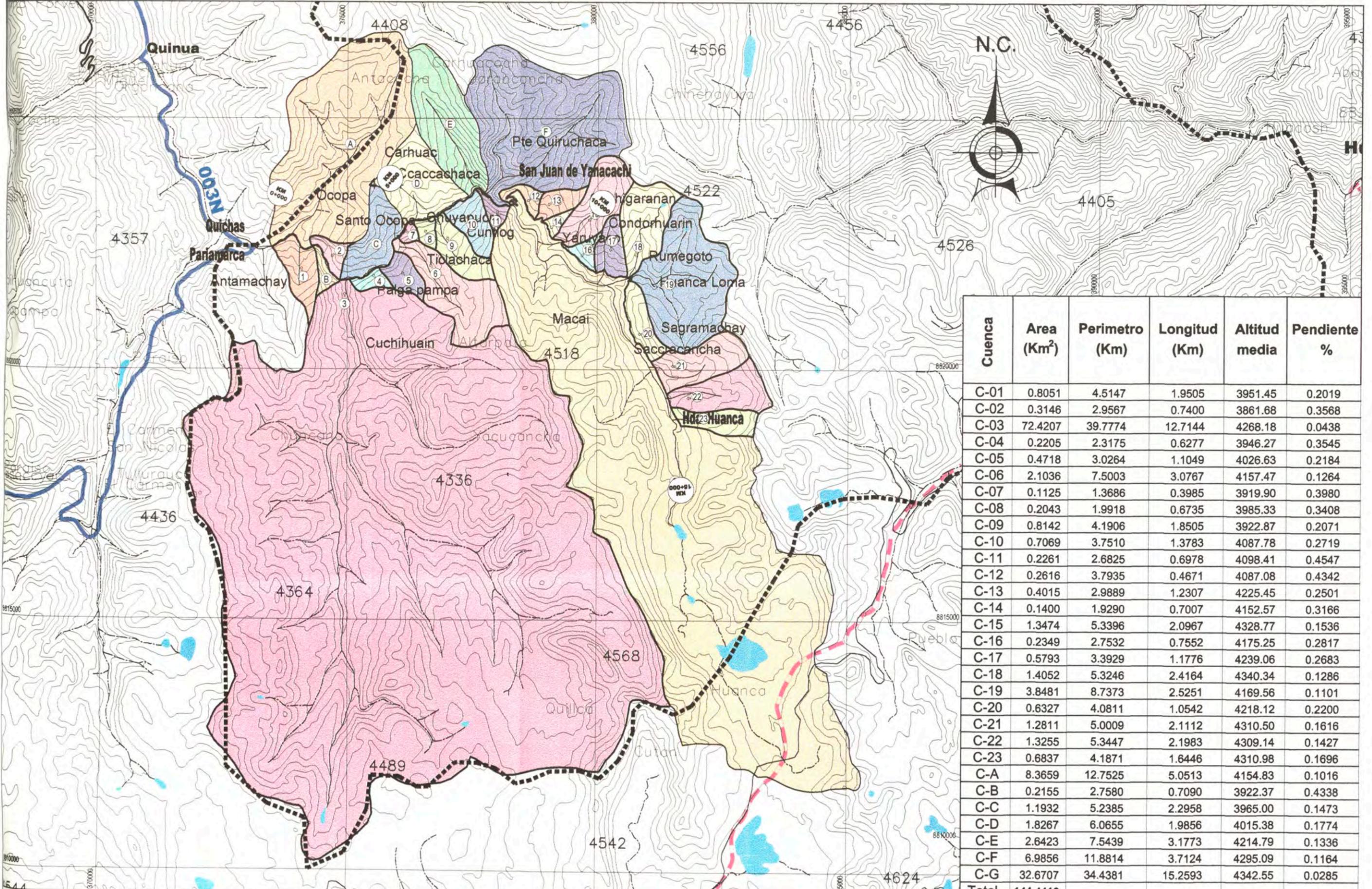


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 INFORME DE SUFICIENCIA

TEMA : ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, DRENAJE E HIDRÁULICA PARA LA  
 REHABILITACION DE CAMINOS RURALES EN EL DEPARTAMENTO DE PASCO  
 TRAMO: PARIAMARCA-YANACACHI-HUANCA

PLANO : PLANO CLAVE  
 Km 13+000 - Km 15+000

BACHILLER: FELICIANO TINEO N. COD. 930299-A	ESCALA: 1:4,000	FECHA: 2005
ASESOR: ING. EDGAR RODRIGUEZ Z.	PLANO N° PC-04	



Cuenca	Area (Km <sup>2</sup> )	Perimetro (Km)	Longitud (Km)	Altitud media	Pendiente %
C-01	0.8051	4.5147	1.9505	3951.45	0.2019
C-02	0.3146	2.9567	0.7400	3861.68	0.3568
C-03	72.4207	39.7774	12.7144	4268.18	0.0438
C-04	0.2205	2.3175	0.6277	3946.27	0.3545
C-05	0.4718	3.0264	1.1049	4026.63	0.2184
C-06	2.1036	7.5003	3.0767	4157.47	0.1264
C-07	0.1125	1.3686	0.3985	3919.90	0.3980
C-08	0.2043	1.9918	0.6735	3985.33	0.3408
C-09	0.8142	4.1906	1.8505	3922.87	0.2071
C-10	0.7069	3.7510	1.3783	4087.78	0.2719
C-11	0.2261	2.6825	0.6978	4098.41	0.4547
C-12	0.2616	3.7935	0.4671	4087.08	0.4342
C-13	0.4015	2.9889	1.2307	4225.45	0.2501
C-14	0.1400	1.9290	0.7007	4152.57	0.3166
C-15	1.3474	5.3396	2.0967	4328.77	0.1536
C-16	0.2349	2.7532	0.7552	4175.25	0.2817
C-17	0.5793	3.3929	1.1776	4239.06	0.2683
C-18	1.4052	5.3246	2.4164	4340.34	0.1286
C-19	3.8481	8.7373	2.5251	4169.56	0.1101
C-20	0.6327	4.0811	1.0542	4218.12	0.2200
C-21	1.2811	5.0009	2.1112	4310.50	0.1616
C-22	1.3255	5.3447	2.1983	4309.14	0.1427
C-23	0.6837	4.1871	1.6446	4310.98	0.1696
C-A	8.3659	12.7525	5.0513	4154.83	0.1016
C-B	0.2155	2.7580	0.7090	3922.37	0.4338
C-C	1.1932	5.2385	2.2958	3965.00	0.1473
C-D	1.8267	6.0655	1.9856	4015.38	0.1774
C-E	2.6423	7.5439	3.1773	4214.79	0.1336
C-F	6.9856	11.8814	3.7124	4295.09	0.1164
C-G	32.6707	34.4381	15.2593	4342.55	0.0285
<b>Total</b>	<b>144.4413</b>				


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**INFORME DE SUFICIENCIA**

**TEMA :**  
**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, DRENAJE E HIDRÁULICA PARA LA**  
**REHABILITACION DE CAMINOS RURALES EN EL DEPARTAMENTO DE PASCO**  
**TRAMO: PARIAMARCA-YANACACHI-HUANCA**

**PLANO :**  
**PLANO DE CUENCAS**

**BACHILLER:**  
 FELICIANO TINEO N.  
 COD. 930299-A  
**ESCALA:**  
 1/35,000  
**FECHA:**  
 2005  
**ASESOR:**  
 ING. EDGAR RODRIGUEZ Z.  
**PLANO N°**  
**PH-01**

