

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



**ESTUDIOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE
SANTA ROSA DE JAIFE**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

FERNANDO LUIS COLORADO MONJA

Lima- Perú

2014

ÍNDICE

	Pág.
RESUMEN.....	4
LISTA DE TABLAS.....	5
LISTA DE FIGURAS.....	7
INTRODUCCIÓN.....	9
CAPÍTULO I: INFORMACIÓN Y PARÁMETROS REQUERIDOS.....	11
1.1 UBICACIÓN DE LA ZONA DEL CRUCE.....	11
1.2 RECONOCIMIENTO DE CAMPO.....	19
1.3 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA.....	19
1.3.1 Información topográfica.....	19
1.3.2 Información geológica.....	20
1.3.3 Información meteorológica e hidrológica.....	20
1.4 DATOS NECESARIOS SEGÚN EL NIVEL DE ANÁLISIS REQUERIDO.....	20
1.5 MODELAMIENTO HIDROLÓGICO.....	21
1.6 MODELAMIENTO HIDRÁULICO.....	22
1.7 PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES.....	22
1.7.1 Perfil de flujo.....	22
1.7.2 Socavación.....	22
CAPÍTULO II: ANÁLISIS HIDROLÓGICO PARA EL DISEÑO DE PUENTES.....	24
2.1 EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....	24
2.2 ESTUDIO DE LAS CUENCAS HIDROGRÁFICAS.....	24
2.2.1 Parámetros geomorfológicos.....	25
2.3 AVENIDA DE DISEÑO Y PERÍODO DE RETORNO.....	25
2.4 ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....	26
2.4.1 Funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología.....	26
2.4.2 Pruebas de bondad de ajuste.....	28
2.5 DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO.....	30
2.5.1 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia.....	31
2.5.2 Método IILA.....	32
2.5.3 Precipitación de diseño para duraciones de lluvia menores a 24 horas.....	33
2.6 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	34

2.7	HIETOGRAMA DE DISEÑO.....	35
2.7.1	Método del Bloque Alterno.....	36
2.8	PRECIPITACIÓN TOTAL Y EFECTIVA.....	36
2.8.1	Método SCS para abstracciones.....	37
2.9	ESTIMACIÓN DE CAUDALES.....	39
2.9.1	Método Hidrograma Unitario Sintético SCS.....	40
2.9.2	Sistema de Modelamiento Hidrológico HEC – HMS.....	41
CAPITULO III: FACTORES HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES.....		43
3.1	CÁLCULO HIDRÁULICO.....	43
3.2	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING.....	43
3.3	CÁLCULO DE NIVELES DE AGUA.....	44
3.3.1	Modelamiento Hidráulico con aplicación del Programa HEC–RAS.....	45
3.4	SOCAVACIÓN.....	46
3.4.1	Socavación General.....	47
3.4.2	Socavación Local.....	49
3.4.3	Socavación en curvas.....	51
CAPITULO IV: APLICACIÓN AL PUENTE SANTA ROSA DE JAIPE.....		53
4.1	INFORMACIÓN REQUERIDA.....	53
4.1.1	Ubicación del área de estudio.....	53
4.1.2	Metodología empleada.....	54
4.2	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	54
4.2.1	Cuenca de estudio.....	54
4.2.2	Parámetros geomorfológicos de la cuenca de estudio.....	55
4.2.3	Datos históricos.....	56
4.2.4	Tiempo de retorno (T_r).....	57
4.2.5	Tormenta de diseño.....	58
4.2.6	Estimación de caudales.....	60
4.3	ANÁLISIS HIDRÁULICO.....	63
4.3.1	Cálculos hidráulicos.....	63
4.3.2	Estimación del coeficiente de rugosidad de Manning.....	63
4.3.3	Datos de entrada para la simulación hidráulica.....	64
4.3.4	Longitud de la luz del puente.....	65
4.3.5	Resultados de la modelación.....	66

4.3.6	Determinación del gálibo o altura libre.....	70
4.3.7	Determinación de la socavación.....	71
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		76
5.1	CONCLUSIONES.....	76
5.2	RECOMENDACIONES.....	77
BIBLIOGRAFÍA.....		79

ANEXOS

Anexo 1: Información histórica

Anexo 2: Análisis de precipitación

Anexo 3: Análisis granulométrico

Anexo 4: Socavación general

Anexo 5: Planos

Anexo 6: Panel fotográfico

RESUMEN

El desarrollo del presente informe presenta el estudio hidrológico y diseño hidráulico del puente Santa Rosa de Jaípe, ubicado en el departamento de Amazonas, pues para diseñarlo hidráulicamente es necesario disponer de información hidrológica para obtener los parámetros de diseño requeridos para calcular la socavación y dimensionar el puente.

En el Capítulo I, se hace un resumen de la información requerida, la importancia en cuanto a su ubicación, y las metodologías para el análisis hidrológico e hidráulico.

En el Capítulo II, se desarrolla una metodología para determinar los caudales de diseño para diferentes periodos de retorno.

En el Capítulo III, se presenta los parámetros a utilizar y las consideraciones que se debe tener para la aplicación del modelo hidráulico HEC – RAS. Así mismo se describe los tipos de socavación en puentes.

En el Capítulo IV, finalmente se realiza la aplicación de los capítulos anteriores al Puente Santa Rosa de Jaípe, usando el programa HEC – HMS para determinar los caudales de diseño y el programa HEC – RAS para determinar los niveles de agua ante una estructura en su cauce. Así mismo se determinó la profundidad de socavación.

Al final del informe se desarrolla las conclusiones que permiten expandir nuestro conocimiento. Adicionalmente se presentan anexos que han servido de apoyo al presente informe de suficiencia.

LISTA DE TABLAS

	Pág.	
Tabla N° 2.1	Valores críticos d para la prueba Kolmogorov – Smirnov de bondad de ajuste.....	29
Tabla N° 2.2	Coefficientes de duración de lluvias entre 1 hora y 48 horas.....	33
Tabla N° 2.3	Fórmulas para el cálculo del Tiempo de Concentración.....	34
Tabla N° 2.4	Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.....	39
Tabla N° 2.5	Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, (condiciones antecedente de humedad II, $I_a=0,2S$).....	39
Tabla N° 3.1	Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente "n" de Manning.....	43
Tabla N° 3.2	Valores del coeficiente β	48
Tabla N° 3.3	Valores de X para suelos no cohesivos.....	49
Tabla N° 3.4	Factores de corrección por contracción del cauce m	49
Tabla N° 3.5	Coefficiente de corrección K_θ	51
Tabla N° 3.6	Coefficiente de corrección K_Q	51
Tabla N° 3.7	Coefficiente de corrección K_m	51
Tabla N° 3.8	Relación radio de curvatura (r) - ancho de meandro (B).....	52
Tabla N° 3.9	Relación entre los tirantes antes y después de la socavación.....	52
Tabla N° 4.1	Coordenadas aproximadas de la ubicación del Puente Santa Rosa de Jaípe.....	53
Tabla N° 4.2	Parámetros geomorfológicos de la cuenca de estudio.....	55
Tabla N° 4.3	Características principales de la Estación Meteorológica Moyobamba.....	56
Tabla N° 4.4	Datos históricos de Precipitación máxima en 24 horas anuales – Estación Moyobamba.....	56
Tabla N° 4.5	Ajuste Normal de P _{MAX24} – Estación Moyobamba.....	58
Tabla N° 4.6	Datos empleados para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning del río Gramalote.....	64
Tabla N° 4.7	Datos de entrada para la simulación en el programa HEC – RAS...	65
Tabla N° 4.8	Características hidráulicas en la sección del Puente para un TR=100 años. Resultados del programa HEC – RAS.....	66

Tabla N° 4.9	Características hidráulicas en la sección del Puente para un TR=500 años. Resultados del programa HEC – RAS.....	67
Tabla N° 4.10	Características hidráulicas del flujo en las secciones transversales para un TR=100 años.....	67
Tabla N° 4.11	Características hidráulicas del flujo en las secciones transversales para un TR=500 años.....	68
Tabla N° 4.12	Nivel de la base del Puente Santa Rosa de Jaipe.....	71
Tabla N° 4.13	Resumen de parámetros utilizados y resultados del cálculo de la socavación general.....	73
Tabla N° 4.14	Resumen de parámetros utilizados y resultados del cálculo de la socavación local.....	74
Tabla N° 4.15	Profundidad de Socavación Total.....	75

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura N° 1.1 Vista de un tramo de río en curva.....	12
Figura N° 1.2 Migración del cauce principal del río afectando al puente.....	13
Figura N° 1.3 Selección adecuada de la ubicación del puente.....	13
Figura N° 1.4 Factores hidráulicos y de ubicación que afectan la estabilidad de la corriente.....	15
Figura N° 1.5 Cruce aguas abajo de un abanico fluvial.....	16
Figura N° 1.6 Canalización de un tramo del río.....	16
Figura N° 1.7 Curso caracterizado por caudales bajos durante periodos muy prolongados.....	17
Figura N° 1.8 Exceso de sedimentos en el puente debido a la presencia de un tributario inmediatamente aguas arriba.....	17
Figura N° 1.9 Reducción del aporte de sedimentos desde aguas arriba.....	18
Figura N° 1.10 Elevación del nivel aguas abajo.....	18
Figura N° 1.11 Disminución de los tirantes aguas abajo del puente.....	18
Figura N° 2.1 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para lluvia máxima.....	31
Figura N° 2.2 Ejemplo de Hietograma de Diseño utilizando el Método del Bloque Alterno.....	36
Figura N° 2.3 Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS.....	37
Figura N° 2.4 Hidrograma Unitario Triangular del SCS.....	41
Figura N° 3.1 Esquema típico de los tipos de socavación en puentes.....	47
Figura N° 3.2 Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov.....	50
Figura N° 3.3 Socavación en curvas.....	52
Figura N° 4.1 Ubicación de la cuenca de estudio.....	55
Figura N° 4.2 Hietograma de precipitación para $Tr = 100$ años para la Estación Moyobamba.....	59
Figura N° 4.3 Hietograma de precipitación para $Tr = 500$ años para la Estación Moyobamba.....	60

Figura N° 4.4	Esquema de entrada para el HEC-HMS.....	61
Figura N° 4.5	Resumen de resultados del HEC-HMS para un Tr=100 años.....	61
Figura N° 4.6	Hidrograma de salida para un Tr=100 años.....	62
Figura N° 4.7	Resumen de resultados del HEC-HMS para un Tr=500 años.....	62
Figura N° 4.8	Hidrograma de salida para un Tr=500 años.....	62
Figura N° 4.9	Franja topográfica y secciones transversales.....	63
Figura N° 4.10	Planta exportada del programa AutoCAD Civil 3D al programa HEC – RAS.....	64
Figura N° 4.11	Sección del Puente aguas arriba sobre el Río Gramalote.....	66
Figura N° 4.12	Perfil de Flujo del Río Gramalote para un TR=100 años.....	70
Figura N° 4.13	Vista en 3D de la modelación en HEC-RAS en el tramo analizado.....	70

INTRODUCCIÓN

El Perú es un país donde existen redes de infraestructura, así como redes hidrográficas y las oportunidades de interacción y cruce entre ambas son muy numerosas.

Los caminos atraviesan curso de agua de diversos tamaños, para los cuales se diseñan estructuras que permiten el cruce de los vehículos de manera segura.

Para el diseño de hidráulico de puentes se requiere conocer básicamente las características geomorfológicas de los ríos o quebradas y realizar una estimación de la cantidad de agua que puede pasar a través de la estructura para su dimensionamiento.

La socavación es la causa principal de la falla de numerosos puentes. Y el cálculo de la profundidad de socavación en un puente ha inquietado a los diseñadores por mucho tiempo y ha atraído considerable interés por la investigación en este campo existiendo muchas ecuaciones para su cálculo.

Actualmente en nuestro país existe el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, el cual es una guía de procedimientos para el diseño de obras de drenaje superficial y subterránea de la infraestructura vial, constituyendo un documento de carácter normativo y de cumplimiento obligatorio aplicable a los proyectos y obras viales.

El presente informe tiene como objetivo principal diseñar hidráulicamente el puente Santa Rosa de Jaipe, ubicado en el departamento de Amazonas, para evacuar el caudal máximo, garantizando la continuidad del servicio en los periodos de lluvia desfavorables.

Para ello se tiene como objetivos específicos: evaluar el caudal máximo de diseño en base a la información hidrológica disponible, determinar los parámetros hidráulicos del río y analizar la profundidad de socavación que se produce en los estribos del puente, y por último estimar las dimensiones que debería tener el puente Santa Rosa de Jaipe para evacuar el caudal máximo.

El presente trabajo describe la información y parámetros requeridos para realizar los estudios hidrológico e hidráulico y seleccionar un buen sistema de cruce en el río Gramalote, para ello se ha desarrollado los siguientes capítulos.

Capítulo I, se describe el proceso del estudio de la zona de cruce, la información acerca de los factores hidráulicos que puedan afectar la estabilidad del puente, los problemas que se presentan en cuanto a su ubicación, la importancia de la información obtenida con el reconocimiento de campo. Además se mencionan las metodologías hidrológica e hidráulica usadas ampliamente para los análisis hidrológico e hidráulico y finalmente una breve descripción de los factores hidráulicos requeridos para el diseño de puentes.

Capítulo II, es el capítulo que trata de la hidrología, comienza con la evaluación de la información hidrológica, una breve descripción del estudio de las cuencas, para seguir con los métodos para obtener la avenida de diseño y la selección del periodo de retorno. Posteriormente se sigue con el análisis de frecuencia de información hidrológica haciendo un breve estudio de las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología. Finalmente se presentan dos metodologías para el cálculo de caudales con son el método del Hidrograma Unitario Sintético y el Sistema de Modelamiento Hidrológico HEC – HMS.

Capítulo III, este capítulo comienza haciendo una definición de lo que es el cálculo hidráulico, continúa con la metodología para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning, posteriormente se realiza una descripción del modelo HEC-RAS para la ejecución del modelamiento hidráulico y obtención del perfil del flujo. Para finalizar este capítulo se describen los métodos para el cálculo de la socavación clasificándola en: socavación general, socavación por contracción y socavación local.

Capítulo IV, en este capítulo se realiza el estudio de aplicación al Puente Santa Rosa de Jaípe ubicado en el departamento de Amazonas, provincia de Luya. Se realizó el estudio de la Hidrología e Hidráulica para el diseño de un puente que cruza el Río Gramalote. En este capítulo se hace uso de los programas de modelación Hidrológica e Hidráulica como son el HEC – HMS y el HEC – RAS respectivamente. Finalmente se determina los distintos tipos de socavación.

CAPÍTULO I: INFORMACIÓN Y PARÁMETROS REQUERIDOS

1.1 UBICACIÓN DE LA ZONA DEL CRUCE

Un puente es una estructura de comunicación que puede ser afectada por las corrientes del río que cruza, si esta estructura es bien colocada, esta será una obra barata y segura, sin embargo si la vía se traza sin atender cual es el lugar más conveniente para cruzar el río, puede suceder que finalmente la obra resulte ser más cara para conferir seguridad al lugar de cruce elegido arbitrariamente. Por tanto es fundamental la elección de la ubicación del lugar del cruce ya que determina las características de las obras a construir; que influirá directamente en el presupuesto del proyecto.

La ubicación del puente sobre un río está restringida principalmente por ciertas características y condiciones río, las que deberá preverse para determinar el trazo y alineamiento de la vía en la zona de cruce. La elección de la ubicación del puente debe ser la más óptima, siendo así necesario incluir en los estudios recomendaciones que aseguren las condiciones más favorables para la ubicación del puente desde el punto de vista hidráulico, geotécnico y de diseño vial, y que cuente con los medios necesarios para que el curso natural no afecte su estabilidad y afrontar los fenómenos de la naturaleza.

Una característica importante de la ubicación del sitio del puente es garantizar que el río no modifique su cauce con efectos negativos para el puente, por ello es primordial que la ubicación del puente sea definido en la etapa inicial de un estudio, y que los especialistas en Trazo – Diseño Vial, Hidráulica y Geotecnia evalúen las condiciones existentes en un tramo largo para la elección del cruce más estable, el cual puede ser un lugar en que se encuentre encajado en material duro y por tanto virtualmente inmóvil. Esta actividad permitirá programar los levantamientos topográficos para el modelamiento hidráulico, requerimiento de estudios de suelos, ubicación de las prospecciones geotécnicas, toma de muestras de los sedimentos u otro que sea necesario y pueda preverse oportunamente.

Teniendo en cuenta la dinámica de los ríos, la ubicación del puente en un lugar inestable puede obligar a realizar obras complementarias de encauzamiento para estabilizarlo como es el caso de los ríos entrelazados y los ríos meandriformes de orillas poco resistentes. Si el río es inestable y tiene forma de

un abanico aluvial, en ese caso es preferible realizar una ruta más larga y situar el puente aguas arriba, en el origen del abanico, donde el río no tiene aún “libertad de movimiento”, pudiendo resultar más económico que cruzar completamente el abanico siendo la ruta más corta, donde se necesitará obras complementarias para su encauzamiento. En ocasiones es mejor hacer un recorrido más largo para evitar cruzar el río en lugares poco recomendables.

Si el puente está ubicado en un lugar donde el cauce es estrecho los trabajos de encauzamiento requeridos pueden ser relativamente sencillos para controlar los movimientos laterales del río lo que conlleva obviamente una mayor economía al puente proyectado. Caso contrario los cauces múltiples, además de encarecer por aumento de longitud suelen presentar menor estabilidad. Así mismo en lugares donde el cauce es relativamente recto son preferibles que los cauces con curvas, debido a la tendencia de la erosión lateral y a la erosión del fondo del lado exterior de la curva, excepto en orillas muy resistentes.

En la Figura N° 1.1 se muestra un tramo de río en curva y una sección transversal del mismo donde se observa que en la margen izquierda hay tendencia a la erosión y en la margen derecha hay una tendencia a la sedimentación.

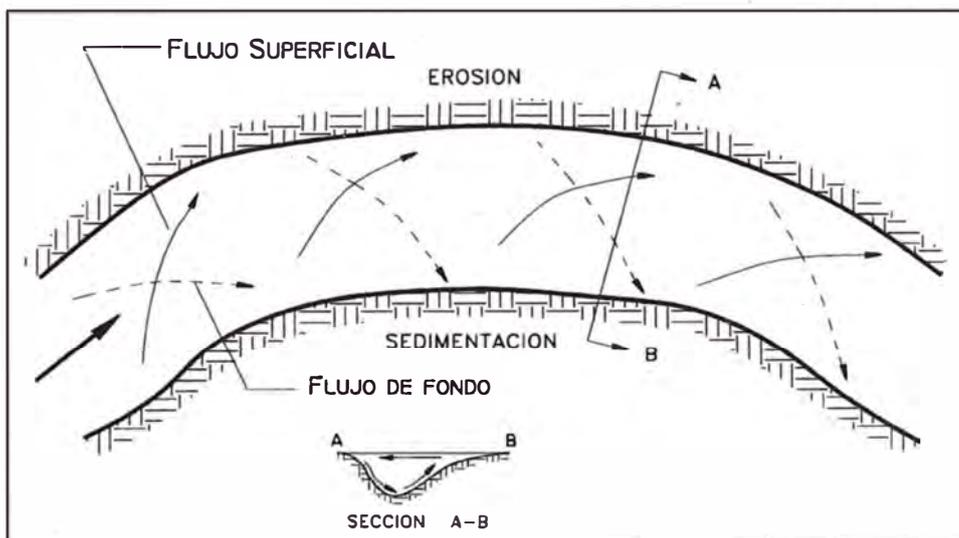


Figura N° 1.1.- Vista de un tramo de río en curva

Fuente: Introducción a la Hidráulica Fluvial, Arturo Rocha Felices, 1998.

En la siguiente figura se puede observar como un río que no tiene una adecuada canalización, se puede desviar al punto de afectar los estribos y cimentaciones.

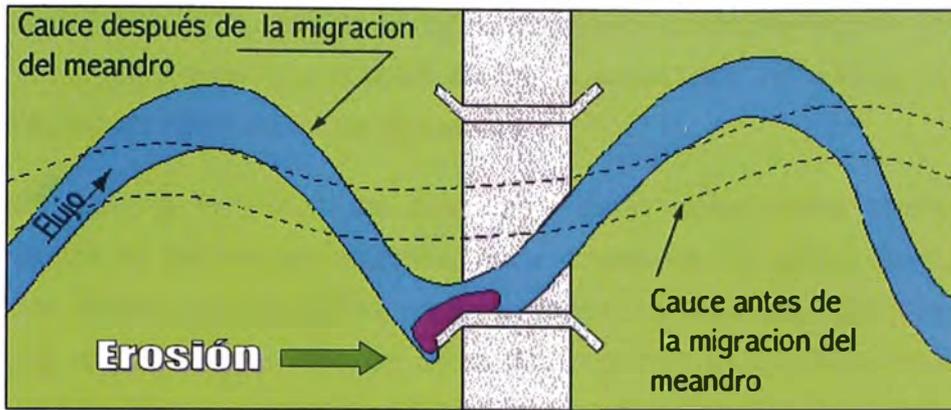


Figura N° 1.2.- Migración del cauce principal del río afectando al puente

Fuente: Factores Hidráulicos para el Diseño de Puentes, Díaz Arias José M., 2000.

No se recomienda la ubicación del puente en un tributario cerca de la confluencia con un río principal, pues los súbitos cambios de elevaciones crean efectos de remanso que pueden conducir a la agradación del lecho de esta zona. Asimismo no se recomienda la ubicación de un puente en una curva fuerte debido a la tendencia de la erosión en curva. Se recomienda que el puente este ubicado en un tramo final de una curva. Ver Figura N° 1.3.

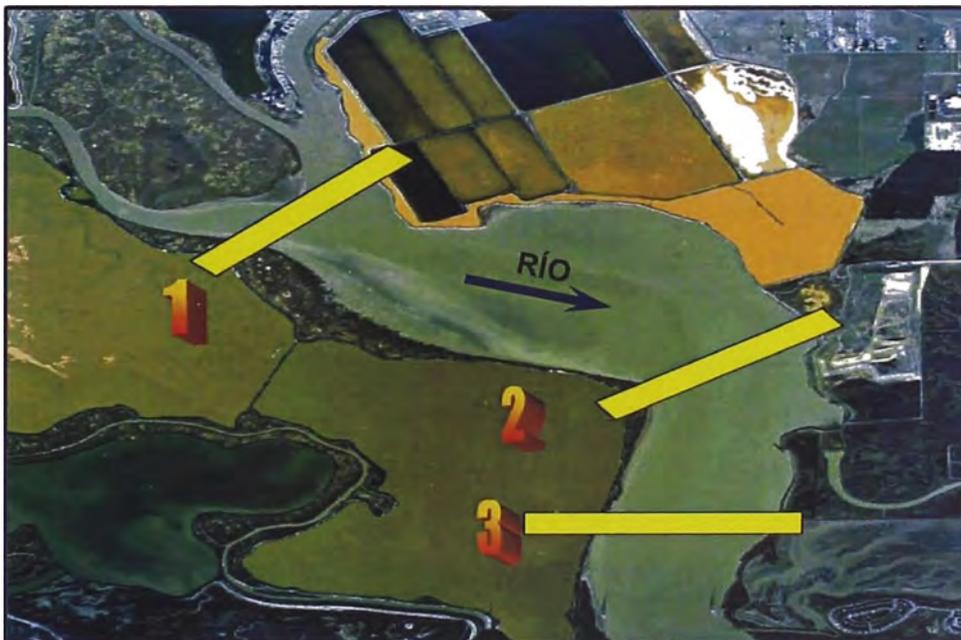


Figura N° 1.3.- Selección adecuada de la ubicación del puente.

Tener un conocimiento hidrológico, hidráulico y sobre todo morfológico del río es muy útil en el estudio de la estabilidad necesaria para la ubicación de un puente. Pero también hay que conocer si en un futuro se proyectan obras que puedan modificar la estabilidad como la construcción de una presa aguas arriba.

Para la ubicación de la zona de cruce es necesario reunir información acerca de los factores hidráulicos que pueden afectar la estabilidad del puente, entre las cuales se pueden mencionar los siguientes:

- Frecuencia y magnitud de avenidas.- Esta característica clasifica las avenidas de los ríos en regiones, árida y húmeda, donde los hidrogramas tienen formas características bien marcadas. La respuesta del sistema de cruce al flujo de avenidas en estas dos regiones es diferente. Hay ríos o quebradas que se secan durante casi todo el año y cuando llega la época de lluvias los niveles crecen de manera alarmante. Sin embargo en la zona de la selva del país los niveles de los ríos tienen variaciones de hasta 10 metros o más con las lluvias normales.
- Las configuraciones del fondo del río son importantes y han sido introducidas en algunas fórmulas de socavación local como un factor de amplificación.
- La resistencia al flujo, el coeficiente de Manning también influye sobre la erosión y está plasmada en varias fórmulas de socavación.
- Los problemas en curvas son claramente efectos que se originan debido a un mal proceso de selección de la ubicación ideal para el cruce del puente.
- Los problemas de confluencia surgen cuando un puente cruza un afluente que tiene influencia de un cruce mayor muy próximo, el que gobierna sus características hidráulicas e influye directamente sobre la estructura aunque esta no este sobre este cauce sino sobre uno de sus afluentes.
- Según la forma que adopte el cruce del puente, es decir con todo y sus accesos, el efecto del remanso será angosto, ancho o esviado.
- Efectos del perfil vertical del trazo de la carretera sobre el puente. La forma del perfil que adopta el puente tiene una gran importancia sobre la seguridad del puente y sus accesos.

FRECUENCIA Y MAGNITUD DE AVENIDAS	 CAUDAL REGIÓN HÚMEDA - FLUJO PERENNE	 CAUDAL REGIÓN HÚMEDA - FLUJO PERENNE	 CAUDAL PICO PERIODO DE RETORNO FRECUENCIA		
CONFIGURACIÓN DE FONDO, CORRIENTES CON LECHOS DE ARENA	 DUNAS	 FONDO PLANO	 ANTIDUNAS		
RESISTENCIA AL FLUJO	REGIMEN INFERIOR $n = 0.014 - 0.040$	TRANSICIÓN $n = 0.010 - 0.013$	REGIMEN SUPERIOR $n = 0.012 - 0.020$		
PERFILES DE SUPERFICIE DEL AGUA	 M2 TIRANTE CRÍTICO PENDIENTE SUAVE PENDIENTE FUERTE PENDIENTE SUAVE	 M2 TIRANTE CRÍTICO PENDIENTE SUAVE PENDIENTE FUERTE	 SALTO S1 M3 S2 PENDIENTE FUERTE SALTO PENDIENTE SUAVE		
PROBLEMAS EN CURVAS	 DIRECCION DEL FLUJO BAJO Y ALTO CRUCE EN TRAMO RECTO - BAJO RIESGO	 DIRECCION DEL FLUJO BAJO DIRECCION DEL FLUJO ALTO CRUCE ENTRE CURVAS RIESGO MODERADO	 DIRECCION DEL FLUJO BAJO DIRECCION DEL FLUJO ALTO CRUCE EN CURVAS PRONUNCIADA ALTO RIESGO		
PROBLEMAS EN CONFLUENCIAS	 INCREMENTO DEL NIVEL DE AVENIDA Y DEPOSICION EN EL TRIBUTARIO INCREMENTO DEL TIRANTE	 EROSION EN TRIBUTARIO REDUCCION DEL TIRANTE	 INCREMENTO DEL TIRANTE Y ALIMENTO DEL TRANSPORTE EN EL TRIBUTARIO PROBLEMAS EN EL ALINEAMIENTO Y SEDIMENTACION		
EFFECTO DE LA CURVA EN EL REMANSO EN EL ALINEAMIENTO Y UBICACION	 CAUCE ENCAÑONADO PEQUEÑA ABERTURA	 LLANURA DE INUNDACION AMPLIA ABERTURA EN GRAN LLANURA DE INUNDACION	 LLANURA DE INUNDACION ALINEAMIENTO INCLINADO ANCHA LLANURA DE INUNDACION		
EFFECTOS EN EL PERFIL DE LA CARRETERA	 PERFIL CONCAVO HACIA ABAJO	 PERFIL CRESTA VERTICAL	 PERFIL A NIVEL		
DISEÑO DEL PUENTE	EROSION	ESTRIBOS	PILARES	CIMENTACION	SUPERESTRUCTURA

Figura N° 1.4.- Factores hidráulicos y de ubicación que afectan la estabilidad de la corriente

Fuente: River Engineering for Highway Encroachments, E.V. Richardson, et al, 2001.

Además tenemos los efectos del nivel del régimen del flujo, cuando el flujo es bajo, la resistencia al paso del caudal es alta, cuando el nivel del flujo es alto como en las avenidas, la resistencia del flujo es menor ya que se sobrepasan la

mayoría de los obstáculos y la configuración del lecho pierde influencia por la mayor distancia entre la superficie del agua y el fondo del río.

Posteriormente otros factores tienen que ser considerados, se incluye la seguridad de los que usan las vías, los costos que se generarán en la construcción y mantenimiento, la disponibilidad de capitales, los cambios que se generarán en el alineamiento vertical y horizontal de la carretera, necesidades de tráfico, requerimientos de navegación, costos sociales, recursos naturales, consideraciones ambientales y avenidas extraordinarias.

Los problemas en puentes sobre cursos de agua son muy comunes en nuestro país entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- Cuando el puente se ubica inmediatamente aguas abajo de un abanico fluvial. El nivel del cauce se puede elevar, la dirección del flujo es incierta, el cauce es inestable.

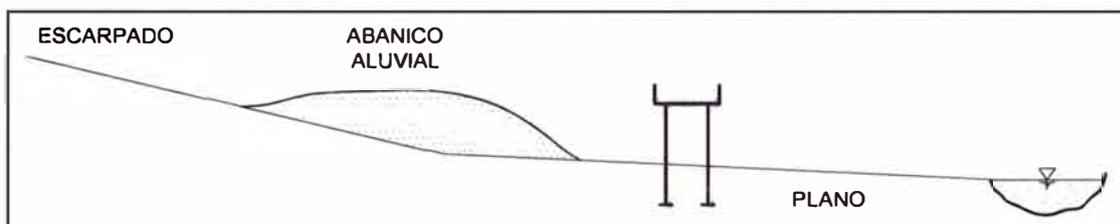


Figura N° 1.5.- Cruce aguas abajo de un abanico fluvial

Fuente: River Engineering for Highway Encroachments, E.V. Richardson, et al, 2001.

- Cuando existe una canalización recta en un tramo del río. En este caso existe mayor pendiente, por tanto mayor velocidad del flujo, el transporte de sedimentos aumenta, se presenta inestabilidad de las márgenes, el río puede divagarse, induciendo peligro de erosión y socavación de las fundaciones.

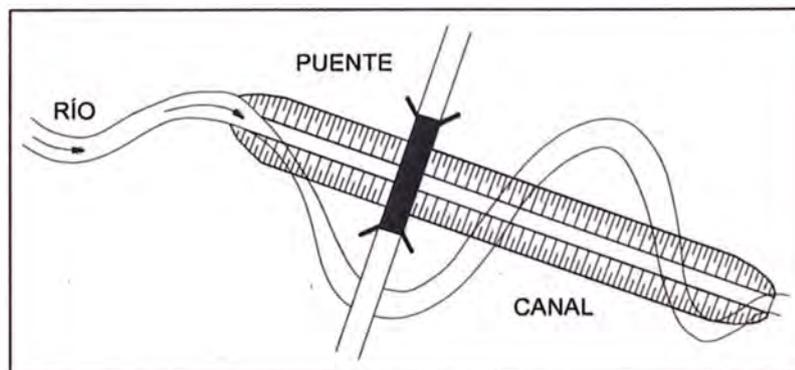


Figura N° 1.6.- Canalización de un tramo del río

Fuente: River Engineering for Highway Encroachments, E.V. Richardson, et al, 2001.

- Problemas en un río con periodos prolongados de niveles bajos. Para caudales bajos se desarrolla un cauce en el lecho. Aumenta el riesgo de socavación en las pilas en el cauce mayor. Inestabilidad de márgenes.

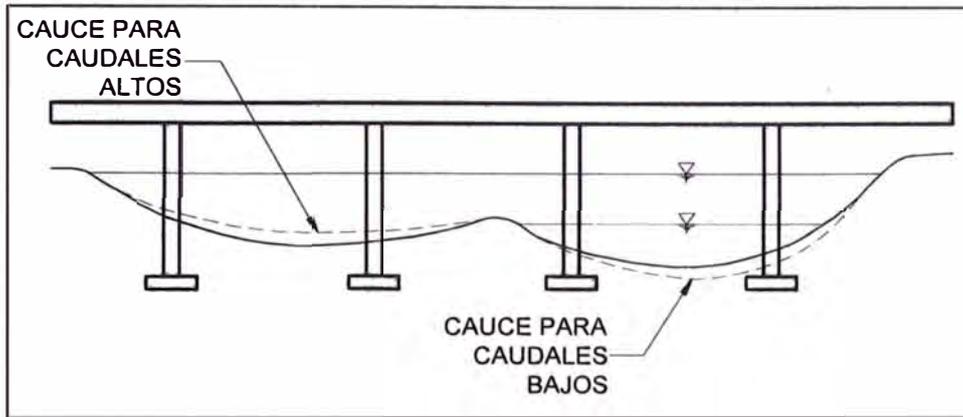


Figura N° 1.7.- Curso caracterizado por caudales bajos durante periodos muy prolongados

Fuente: River Engineering for Highway Encroachments, E.V. Richardson, et al, 2001.

- Problemas cuando existe exceso de sedimentos en la abertura del puente por aporte de un tributario. Se produce una contracción del río, aumenta la velocidad, provocando erosión general e inestabilidad en las márgenes.

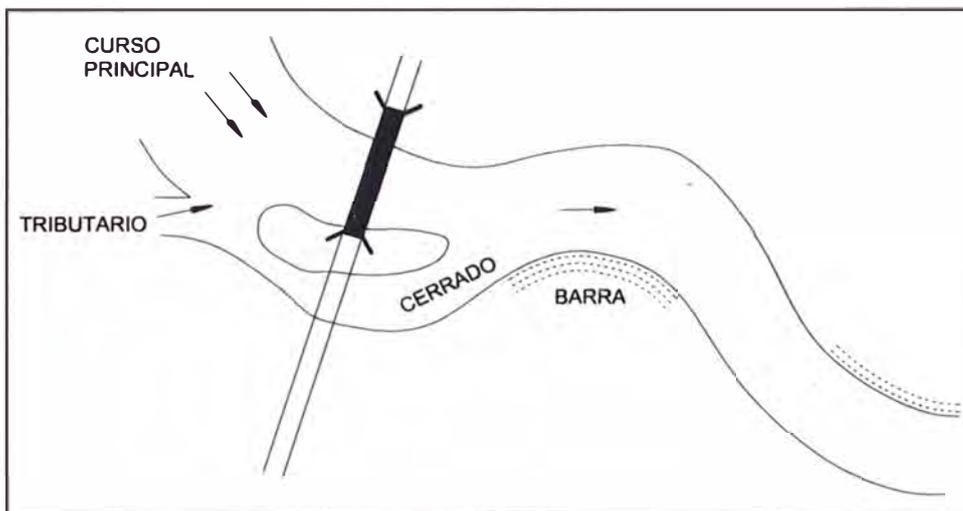


Figura N° 1.8.- Exceso de sedimentos en el puente debido a la presencia de un tributario inmediatamente aguas arriba

Fuente: River Engineering for Highway Encroachments, E.V. Richardson, et al, 2001.

- En un puente ubicado aguas abajo de una presa. Debido a la descarga de agua se produce socavación del lecho, posibles cambios morfológicos del río, erosión localizada, posible inestabilidad de márgenes y posible destrucción de la estructura por falla de la presa.

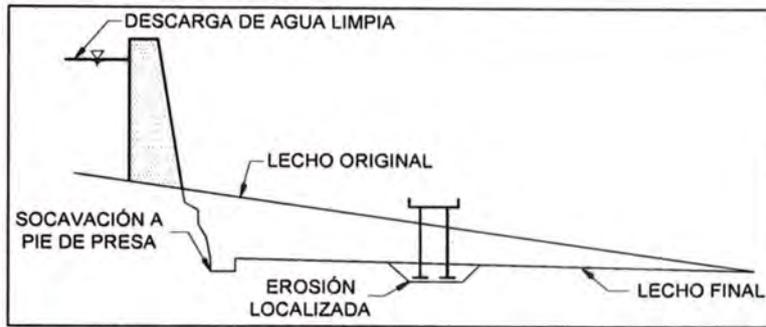


Figura N° 1.9.- Reducción del aporte de sedimentos desde aguas arriba

Fuente: River Engineering for Highway Encroachments, E.V. Richardson, et al, 2001.

- Puente ubicado aguas arriba de una presa. Debido a la ubicación de la presa se puede producir sedimentación en la zona del puente y sus proximidades, disminución de la sección del canal, cambios en la geometría del río y aumento de los niveles de crecida.

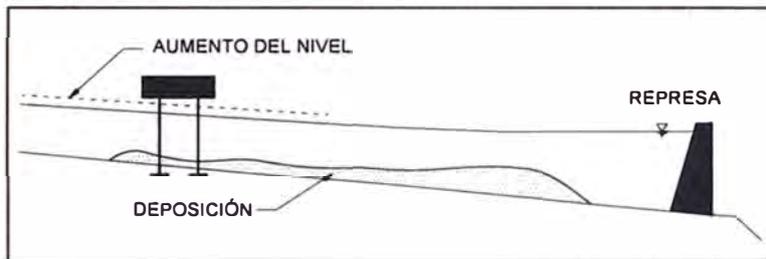


Figura N° 1.10.- Elevación del nivel aguas abajo

Fuente: River Engineering for Highway Encroachments, E.V. Richardson, et al, 2001.

- Disminución de los tirantes aguas abajo del puente, se produce erosión retrograda, socavación local y generalizada, inestabilidad de las márgenes.

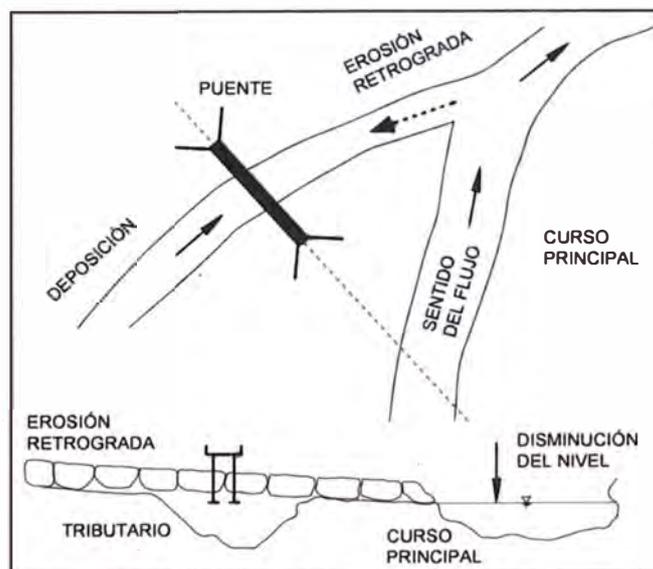


Figura N° 1.11.- Disminución de los tirantes aguas abajo del puente

1.2 RECONOCIMIENTO DE CAMPO

En lo concerniente a la información del terreno, un punto de partida usual es la realización de un recorrido y reconocimiento del cauce que permita obtener una visión general del comportamiento del tramo del río en estudio, identificando datos específicos directamente en el lugar que resulten de interés para el diseño y proyecto de la obra. Es conveniente documentar la información obtenida en campo, como mínimo deberá recolectarse la siguiente información:

- Secciones transversales del río. Para determinar si el río tiene llanura de inundación o si es encañonado, tratando de que estas representen en la mejor forma posible las condiciones medias del cauce.
- Estabilidad del cauce del río. Para determinar si el río es estáticamente estable, dinámicamente estable o inestable.
- Morfología del río. Si este es sinuoso o no, sirve para determinar si es que la migración del canal es activa.
- Rango de los niveles de agua. Especialmente los altos niveles de agua y su frecuencia de ocurrencia.
- Rango de descargas. Particularmente descargas de avenidas y su frecuencia de ocurrencia.
- Ancho de la abertura del puente, ancho de la llanura de inundación, longitud y ancho del meandro.
- Tipo y granulometría del material del lecho.
- Tipo del material que compone las orillas del río.
- Ubicación de algún afloramiento natural de rocas no erosionables, los que puedan restringir el movimiento del canal o servir como cimentación.

1.3 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA

1.3.1 Información topográfica

Esto proporciona información de la forma y ancho del cauce y de las zonas anegadizas. Si mapas antiguos de la zona están disponibles, las comparaciones con los planos topográficos actuales pueden revelar información valiosa acerca de la estabilidad del río, la migración de meandros y agradación y degradación del perfil longitudinal del fondo del río.

1.3.2 Información geológica

Esta información puede estar disponible en departamentos del gobierno que tengan relación con la geología y agricultura. En nuestro caso podemos encontrar información en INRENA, INGEMMET, entre otros.

1.3.3 Información meteorológica e hidrológica

Esta información deberá ser proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología – SANAMHI, entidad que es el ente rector de las actividades hidrometeorológicas en el país, en lugares en que no se cuenta con la información del SENAMHI se recabará información de entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar previa verificación de la calidad de la información.

1.4 DATOS NECESARIOS SEGÚN EL NIVEL DE ANÁLISIS REQUERIDO

La evaluación y el diseño de una estructura en un cruce sobre un río deben comenzar con la evaluación cualitativa de la estabilidad de la corriente. Esta consiste en una aplicación de conceptos geomorfológicos para identificar posibles problemas y soluciones alternativas. Este análisis se debe seguir con los análisis cuantitativos con hidrología básica, hidráulica y conceptos de ingeniería de transporte de sedimentos. Este análisis puede ser considerado adecuado para muchas ubicaciones si los problemas se resuelven y las relaciones entre los diferentes factores que afectan la estabilidad se explican adecuadamente. Si no, se debe considerar un análisis cuantitativo más complejo basado en un modelo matemático detallado para resolver problemas en situaciones complejas y de alto riesgo.

Según Lagasse y otros en el reporte “Stream Stability At Highway Estructuras” han propuesto una metodología para analizar problemas de estabilidad, la cual se resume en tres niveles de estudio para cada uno se necesitan las siguientes clases de datos:

Nivel 1.- Datos cualitativos y otros análisis geomorfológicos

Los datos para el análisis de estabilidad preliminar incluyen mapas, fotografías aéreas, notas y fotografías de las inspecciones de campo, datos históricos del

perfil del canal, información sobre actividades del hombre y los cambios en la hidrología e hidráulica del río a través del tiempo.

Los datos sobre los cambios en la morfología son importantes porque el cambio en una corriente rara vez se produce a velocidad constante. La inestabilidad de la corriente a menudo puede estar asociada a un acontecimiento, tal como una inundación extrema o una actividad en particular en la cuenca o en el río.

Este nivel de estudio sirve al nivel de anteproyecto y establece las necesidades de profundizar el nivel de estudio requerido.

Nivel 2.- Análisis de Ingeniería Básica

Los datos requeridos para hidrología básica, análisis hidráulico y el transporte de sedimentos pueden ser: la descarga dominante, curvas de duración del caudal, curvas de frecuencia del flujo, secciones transversales del cauce, estimación de los coeficientes de rugosidad del lecho y orillas, alineamiento del canal, cálculos de perfiles de nivel de agua, información de los materiales que conforman el cauce tales como diámetro, velocidad de caída, cohesión, densidad y ángulo de reposo.

Nivel 3.- Modelos matemáticos y físicos

La aplicación de modelos matemáticos y físicos requiere los mismos datos básicos como un análisis de nivel 2, pero típicamente con mucho más detalle. Se hace necesario el establecimiento e implementación de modelos matemáticos y físicos.

1.5 MODELAMIENTO HIDROLÓGICO

Para diseñar los cruces con cursos de agua se requieren conocer básicamente las características geomorfológicas de los ríos y quebradas, y realizar una estimación de la cantidad de agua (o mezcla de agua con sedimentos) que puedan pasar a través de las estructuras para su dimensionamiento. Además se deben diseñar obras de arte cuyas dimensiones permitan el paso del agua sin ocasionar daños a la vía o causar efectos ambientales negativos.

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, así como producto de la precipitación,

mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

1.6 MODELAMIENTO HIDRÁULICO

Comprende la determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce, para lo cual se sugiere la utilización de programas de cómputo como el HEC-RAS.

La determinación de las características hidráulicas del flujo comprende la velocidad media, ancho superficial, área del flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie del agua, etc., cuyos valores son necesarios para la determinación de la socavación.

En la determinación de la socavación general por contracción al calcular con el programa HEC-RAS, este utiliza por defecto el método de Laursen y en cálculo de la socavación local el método por defecto es el de Froehlich.

1.7 PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES

Los parámetros hidráulicos asociados al diseño de puentes son los siguientes:

1.7.1 Perfil de flujo

El perfil de flujo permitirá obtener el nivel alcanzado por el agua para el caudal de diseño. El cálculo del perfil de flujo deberá incluir la presencia del puente proyectado, debido a que cuando el flujo interactúe con la estructura, se produce una sobreelevación del nivel de agua a la entrada del puente y una depresión del nivel de agua en la salida, este comportamiento es normal ya que el agua debe ganar energía potencial a fin de que pueda atravesar por la sección contraída. Una vez conocido los niveles de agua, se procederá a establecer la altura mínima que ofrecerá el puente.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC, 2003.

1.7.2 Socavación

La socavación es un fenómeno hidrodinámico que es la causa más frecuente de la falla que afecta las cimentaciones de los puentes. Dicho fenómeno es una combinación de distintos procesos, unos que se producen a largo plazo y otros transitorios por el caso de avenidas.

El proceso de socavación en un puente se analiza como erosión potencial total y es de carácter estimativo, la cual combina la socavación producida en la sección del puente y sus inmediaciones, causada por el estrechamiento del cauce debido a su construcción y la socavación local que se producen en las inmediaciones de los pilares y estribos rodeados por la corriente del río. Sin embargo cabe indicar que estos procesos de socavación son inherentes a la presencia del puente sobre el curso natural, porque existen otros procesos de socavación que ocurren de manera independiente a la presencia del puente y son la socavación general y la socavación en curvas que también deben ser tomados en cuenta al momento de la estimación de la socavación potencial total.

CAPÍTULO II: ANÁLISIS HIDROLÓGICO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

2.1 EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

El Perú tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño.

De acuerdo a la información disponible debe elegirse el método más adecuado para obtener estimaciones de la magnitud del caudal, que será verificado con las observaciones directas realizadas en el punto de interés, tales como medidas de marcas de agua de crecidas importantes y el análisis del comportamiento de obras existentes.

La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro que permita a partir de esta información histórica la predicción de eventos futuros con el objetivo que los resultados sean confiables, asimismo dicha información deberá incluir los años en que se han registrado los eventos del fenómeno "El Niño", sin embargo dado que durante el evento del fenómeno del niño la información no es medida ya que normalmente se estiman valores extraordinarios, esta información debe ser evaluada de tal manera que no se originen sobredimensionamientos en las obras.

Indiscutiblemente, la información hidrológica básica para la realización del estudio, deberá ser representativa del área en donde se emplaza el proyecto vial.

2.2 ESTUDIO DE LAS CUENCAS HIDROGRÁFICAS

El estudio de las cuencas está orientado a determinar sus características hídricas y geomorfológicas respecto a su aporte y el comportamiento hidrológico. El mayor conocimiento de la dinámica de las cuencas permitirá tomar mejores decisiones respecto al establecimiento de las obras viales.

Es importante determinar las características físicas de la cuenca, sistemas de drenaje características del relieve, suelos, etc. Estas características dependen de la morfología, los tipos de suelos, la cobertura vegetal, la geología, las

prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico.

2.2.1 Parámetros geomorfológicos

Son los parámetros necesarios para la estimación del caudal de diseño.

- Área de la cuenca (A).- Es la proyección horizontal de la superficie de drenaje de la cuenca se mide en km^2 .
- Perímetro de la cuenca (P).- Es la longitud del contorno de la cuenca, se mide en km.
- Longitud del cauce mayor (L).- Es la longitud del mayor cauce medido desde el punto más alejado hasta la estación de aforo, su unidad es en km.
- Pendiente del curso principal (S).- Se determina de la relación entre el desnivel de los extremos de un tramo y la longitud horizontal de dicho tramo. Su unidad es en m/m.

2.3 AVENIDA DE DISEÑO Y PERÍODO DE RETORNO

Para realizar el estudio hidráulico de puentes, en primer lugar se debe realizar el estudio hidrológico con el objetivo de obtener la Avenida de Diseño o el caudal máximo en condiciones de crecida.

Para obtener la Avenida de Diseño en la sección de interés de un cauce natural además de los métodos de análisis regional e hidráulico, existen dos formas más comunes de obtenerlo; la primera consiste en la aplicación de teorías estadísticas a series históricas de caudales máximos (método hidrológico) registrados en el tramo fluvial de interés o cercano a él; la segunda forma, se refiere a los métodos indirectos mediante el uso de relaciones precipitación – escorrentía (método hidrometeorológico), a partir de información pluviométrica registrada en el área o cuenca hidrográfica de interés.

La avenida de Diseño está asociada a un periodo de retorno específico y este a su vez depende del riesgo de falla y vida útil de la obra.

Para obtener la Avenida de Diseño en el tramo fluvial de emplazamiento del puente, se deberá compatibilizar el periodo de retorno del evento hidrológico, con el riesgo admisible y la vida útil de la obra, este último obviamente, dependerá

del tipo de material constitutivo del puente, en caso de que el puente se construya en una ciudad con alta densidad de población, o se ubique medianamente aguas abajo de ésta, sobre un río de amplias llanuras de inundación, el periodo de retorno debe ser superior a 100 años.

Para la estimación de la profundidad de la socavación, el periodo de retorno mínimo deberá ser igual al utilizado en el diseño del puente y para un caudal de no más de 500 años de periodo de retorno que es el caudal para verificar la estabilidad de la cimentación del puente. En ese caso, se considera que se trata de un evento extremo.

2.4 ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos. La magnitud de un evento extremo está relacionada con su frecuencia de ocurrencia. El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

2.4.1 Funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos.

Distribución Normal

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también llamada campana de Gauss.

Su función de densidad es:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2}$$

Donde los dos parámetros de la distribución, son la media y la desviación estándar de la data.

Distribución Log Normal 2 Parámetros

Si la variable x de la ecuación anterior se reemplaza por una función $y = f(x)$, donde $y = \log(x)$, entonces la función se distribuye normalmente, denominándose log – normal.

Su función de densidad es:

$$f(x) = \frac{1}{xS\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{s}\right)^2}$$

Donde los dos parámetros de la distribución, son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la data.

Distribución Log Pearson Tipo III

Si los logaritmos y de una variable x se ajustan a una distribución Pearson Tipo III, entonces la variable x se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III.

Su función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$

Donde los dos parámetros de la distribución, son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la data. Además x_0 es el parámetro de posición, γ es el parámetro de forma y β es el parámetro de escala.

Distribución Gumbel

La distribución de valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, es la distribución general de valores extremos.

La función de distribución es:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1,2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0,45\sigma$$

Donde α es el parámetro de concentración, β el parámetro de localización, μ y σ son la media y la desviación estándar de la data.

2.4.2 Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la χ^2 y la Kolmogorov – Smirnov.

Prueba χ^2

Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1990, se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales.

Para aplicar la prueba el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i$$

Donde θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo, ε_i se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad i = 1, 2, \dots, k$$

Donde $F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(I_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos.

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $\nu = k - 1 - m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq \chi_{1-\alpha, k-1-m}^2$$

El valor de $\chi^2_{1-\alpha, k-1-m}$ se obtiene de tablas de la función de distribución χ^2 .

Cabe recalcar que la prueba del χ^2 , desde el punto de vista matemático solo debería usarse para comprobar la normalidad de las funciones Normal y Log-Normal.

Prueba Kolmogorov – Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_0(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$.

$$D = \text{máx}|F_0(x_m) - F(x_m)|$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (ver Tabla N° 2.1). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de χ^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos.

Tabla N° 2.1.- Valores críticos d para la prueba Kolmogorov – Smirnov de bondad de ajuste

Tamaño de la muestra	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
> 50	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

Fuente: Fundamentos de hidrología de superficie, Francisco J. Aparicio Mijares, 2003.

La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(x_m) = 1 - \frac{m}{n + 1}$$

Donde m es el número de orden del dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

2.5 DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO

Una tormenta es un conjunto de lluvias de características bien definidas que pueden durar desde pocos minutos hasta varias horas y abarcar extensiones de terrenos desde pequeñas zonas hasta varias regiones.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales, hasta el uso de hietogramas de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia – escorrentía.

Para el análisis de la tormenta es importante considerar ciertos elementos fundamentales:

La intensidad, es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo, se mide en mm/h y se puede expresar como:

$$i = \frac{P}{Td}$$

Donde P es la precipitación en mm y Td es la duración, dada usualmente en horas.

La duración, es el tiempo que transcurre entre el inicio y fin de una tormenta.

La frecuencia, es el número de veces que se repite una tormenta de intensidad y duración definida en un periodo de tiempo en años.

Periodo de retorno, es el intervalo de tiempo promedio, dentro del cual un evento de magnitud puede ser igualado o excedido por lo menos una vez. Es el inverso de la frecuencia:

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

2.5.1 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

Es de gran importancia sobre todo en cuencas pequeñas, para determinar la intensidad de varias curvas de duración, para distintos periodos de retorno.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relaciona la intensidad de lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas más lluviosas y así sucesivamente.

Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticos. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de Intensidad vs. Duración, teniendo como parámetro el periodo de retorno.

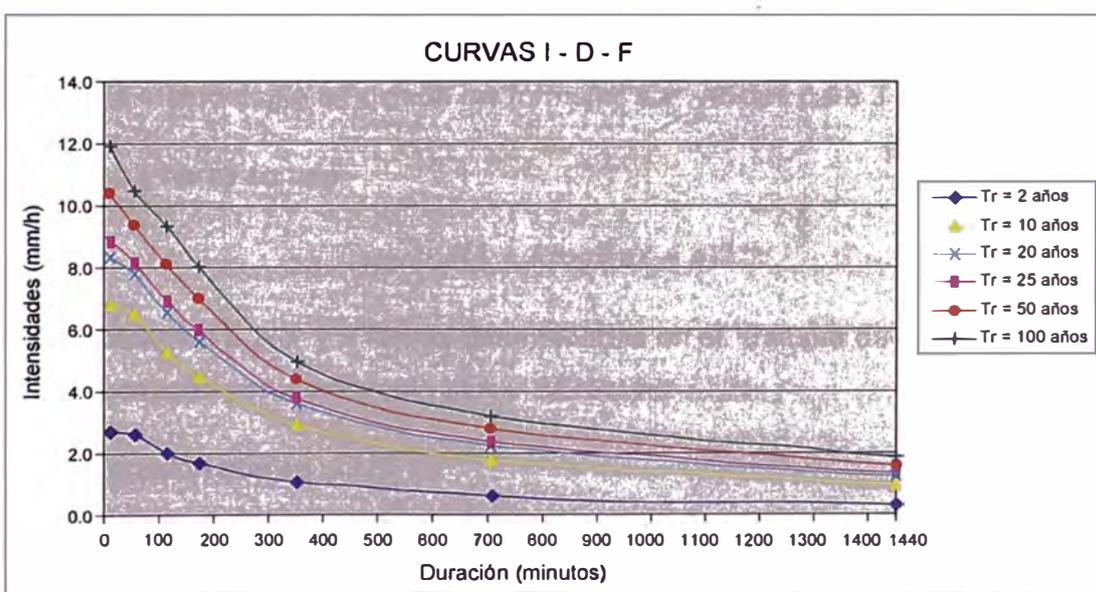


Figura N° 2.1.- Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para lluvia máxima

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC, 2003.

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia, se calculan indirectamente, mediante la siguiente relación, de donde se obtiene la ecuación de intensidad.

$$I = \frac{10^k \cdot T^m}{t^n}$$

Donde:

I : Intensidad máxima en mm/h

k, m, n : Factores característicos de la zona de estudio

T : Periodo de retorno en años

t : Duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración en minutos

2.5.2 Método IILA

Son escasas las estaciones que ofrecen información automatizada de registros pluviales, por lo que existe bastante dispersión en los datos. Con el método IILA la intensidad de lluvia que tiene una duración t en horas, para un periodo de retorno T en años es:

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)t^{n-1}$$

Y la precipitación $P_{t,T}$ tiene la siguiente relación:

$$P_{t,T} = a(1 + K \log T)t^n$$

Según la metodología empleada las formulas son válidas para $3 \leq t \leq 24$ horas.

Para $t \leq 3$ horas se usa:

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)(t + b)^{n-1}$$

Las constantes a, b, K y n fueron determinadas en el “Estudio de la Hidrología del Perú” realizado por el convenio IILA – SENAMHI – UNI.

Otra expresión que se utiliza es:

$$i_{t,T} = \frac{\varepsilon_t}{t} (1 + K \log T)$$

Nuevamente ε_t y K son valores característicos de cada sub-región hidrológica. Muchas veces ε_t es función de la altitud Y .

2.5.3 Precipitación de diseño para duraciones de lluvia menores a 24 horas

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse las curvas IDF. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración.

Tabla N° 2.2.- Coeficientes de duración de lluvias entre 1 hora y 48 horas

Duración de la precipitación en horas	Coeficiente
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Manual de Diseño de Carreteras no Pavimentadas de Bajo Volumen de Transito, 2008.

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que permite calcular la lluvia máxima en función de la precipitación máxima en 24 horas de la siguiente manera:

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

Donde:

P_d : Precipitación total en mm

d : Duración en minutos

P_{24h} : Precipitación máxima en 24 horas en mm

2.6 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Es el tiempo requerido por una gota de agua para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. Se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración T_c .

El tiempo de concentración real depende de muchos factores, como la geometría en planta de la cuenca, la pendiente, el área, características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área. Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en la tabla siguiente:

Tabla N° 2.3.- Fórmulas para el cálculo del Tiempo de Concentración

MÉTODO Y FECHA	FÓRMULA PARA T_c (minutos)	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$T_c = 0,01947 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar T_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$T_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Izzard (1946)	$T_c = \frac{525(0,0000276i + c) \cdot L^{0,33}}{S^{0,333} \cdot i^{0,667}}$ <p>i = intensidad de lluvia, mm/h. c = coeficiente de retardo. L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0,0070 para pavimentos muy lisos hasta 0,012 para pavimentos de concreto y 0,06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 3800 .

MÉTODO Y FECHA	FÓRMULA PARA Tc (minutos)	OBSERVACIONES
Federal Aviation Administration (1970)	$Tc = 0,7035 \frac{(1,1 - C)L^{0,50}}{S^{0,333}}$ <p>C = coeficiente de escorrentia del método racional. L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m.</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad en ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$Tc = \frac{7L^{0,6}n^{0,6}}{I^{0,4}S^{0,3}}$ <p>L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad e Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno, m/m.</p>	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentia superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (intensidad de lluvia) como Tc son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad – duración – frecuencia da una solución grafica directa para Tc.
Ecuación de retardo SCS (1973)	$Tc = \frac{0,0136L^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{S^{0,5}}$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN = número de curva SCS. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que: Tc = 1,67 x retardo de la cuenca.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC, 2003.

2.7 HIETOGRAMA DE DISEÑO

Los métodos hidrológicos más modernos, los cuales utilizan el análisis de flujo no permanente, requieren no solo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de tormentas observadas.

Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno.

2.7.1 Método del Bloque Alterno

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad – duración – frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempos sucesivos de duración Δt , sobre una duración total $T_d = n \cdot \Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$,... y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

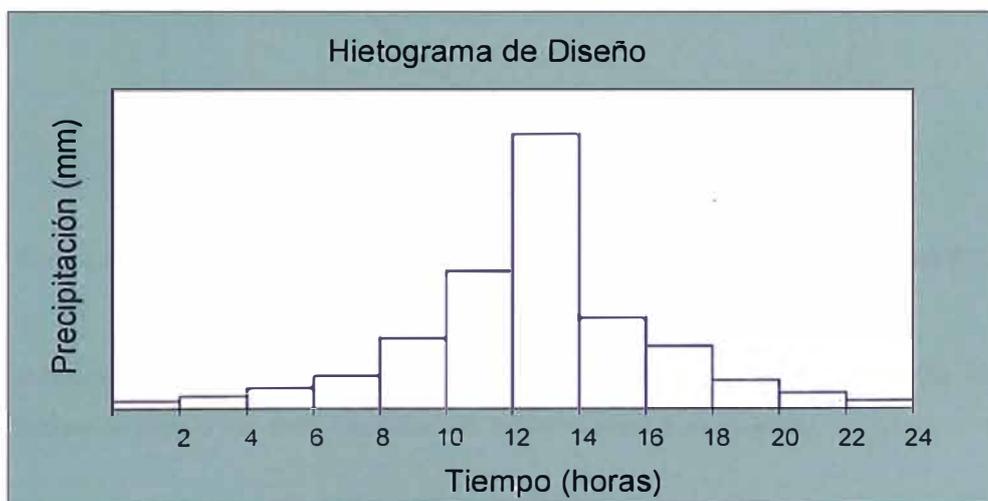


Figura N° 2.2.- Ejemplo de Hietograma de Diseño utilizando el Método del Bloque Alterno

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC, 2003

2.8 PRECIPITACIÓN TOTAL Y EFECTIVA

El exceso de precipitación o precipitación efectiva P_e , es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir la lluvia a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca.

2.8.1 Método SCS para abstracciones

El Soil Conservation Service (1972) desarrollo un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa Pe es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca Fa es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación Ia para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - Ia$.

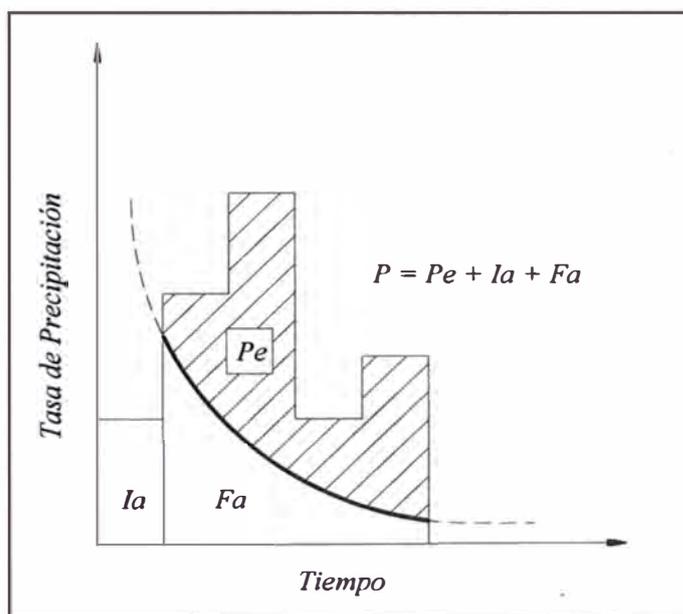


Figura N° 2.3.- Variables en el método de abstracciones de precipitación del SCS

Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow, 1994.

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - Ia}$$

Del principio de continuidad:

$$P = Pe + Ia + Fa$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para Pe se encuentra:

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S}$$

De los resultados obtenidos para cuencas experimentales pequeñas se tiene la siguiente relación empírica.

$$Ia = 0,2S$$

Entonces:

$$Pe = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

El uso de esta metodología exige la determinación del valor respectivo del CN, que se define como el número adimensional de curva o número de curva, correspondiente al área específica en estudio. El número de curva y S se relacionan por:

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

Donde S está en pulgadas. Los números de curva se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II), para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III). En la tabla N° 2.4 se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase.

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

Los números de curva han sido tabulados por el SCS con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra, tal como se muestra en la Tabla N° 2.5. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Tabla N° 2.4.- Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación Inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow, 1994.

Tabla N° 2.5.- Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, (condiciones antecedente de humedad II, $I\alpha = 0,25$)

Descripción de cobertura	Condición hidrológica	Tipo de superficie			
		A	B	C	D
Pastizales, áreas de pastoreo	Pobre	68	79	86	89
	Media	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
Praderas, protegidas de pastoreo	-	30	58	71	78
Áreas de arbustos con mezcla de pastos, pero siendo predominantes los arbustos	Pobre	48	67	77	83
	Media	35	56	70	77
	Buena	30	48	65	73
Bosque con mezcla de pastizales	Pobre	57	73	82	86
	Media	43	65	76	82
	Buena	32	58	72	79
Bosques	Pobre	45	66	77	83
	Media	36	60	73	79
	Buena	30	55	70	77

Fuente: United States Department of Agriculture, National Engineering Handbook, 2010.

2.9 ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Cuando existen datos del aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los periodos de retorno de interés empleando las funciones de distribución de probabilidad.

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q . Cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial.

A continuación se presentan algunos métodos para el cálculo de caudales:

2.9.1 Método Hidrograma Unitario Sintético SCS

El hidrograma unitario sintético SCS es el hidrograma unitario adimensional desarrollado por Victor Mockus en la década de 1950. Este hidrograma fue desarrollado basándose en el análisis de un gran número de hidrogramas unitarios naturales a partir de una amplia gama de tamaños y ubicaciones geográficas de influencia.

El método ha llegado a ser reconocido y se ha aplicado en cuencas de tamaño medio en todo el mundo.

El tiempo de recesión t_r , puede aproximarse a:

$$t_r = 1,67T$$

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{2,08A}{T_p}$$

Donde:

A : es el área de drenaje en km^2

T_p : es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_p = 0,6t_c$$

Donde:

t_p : Tiempo de retardo, en horas (entre el centroide del hidrograma y el pico de caudal)

t_c : Tiempo de concentración de la cuenca

El tiempo de ocurrencia del pico T_p , puede expresarse como:

$$T_p = \frac{D}{2} + t_p$$

Donde:

D : Duración de la lluvia en horas

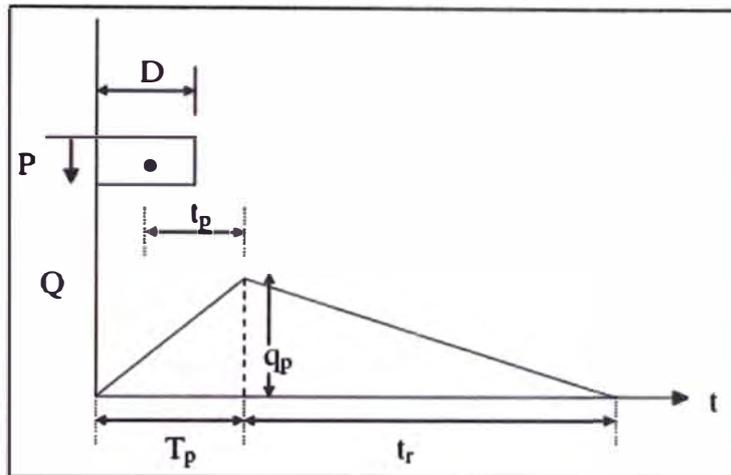


Figura N° 2.4.- Hidrograma Unitario Triangular del SCS

Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow, 1994.

2.9.2 Sistema de Modelamiento Hidrológico HEC – HMS

El Sistema de Modelamiento Hidrológico es una aplicación desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC – Hydrologic Engineering Centre) del cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Para utilizar este programa se debe disponer de la siguiente información:

- Características de la precipitación, la intensidad se obtiene de las curvas IDF. Es importante señalar que las precipitaciones parciales deben introducirse en intervalos fijos.
- Características de la cuenca (área, forma, longitud del cauce principal, etc.). Cuando se usa el HEC-HMS se debe juntar los elementos que componen el sistema.

Los datos que se requieren para la cuenca, además del área (en km²) son tres:

- Función de infiltración y los parámetros correspondientes.
- Función del hidrograma unitario y los parámetros correspondientes.
- Función de recesión de las avenidas y los parámetros y variables correspondientes.

CAPITULO III: FACTORES HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES

3.1 CÁLCULO HIDRÁULICO

El cálculo hidráulico de un puente significa en primer lugar determinar la capacidad hidráulica de la sección de escurrimiento, es decir si el caudal de diseño pasa adecuadamente a través de él, luego determinar la sobreelevación del nivel de agua provocada por la presencia del puente y estimar el nivel de socavación potencial total en la zona de los apoyos.

3.2 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

El coeficiente de rugosidad de Manning, es uno de los más importantes factores hidráulicos en el cálculo de los perfiles del flujo en ríos y quebradas.

Para el presente informe ha sido empleado el método Cowan, ya que se ajusta muy bien al tipo de datos disponibles del río. Ver Tabla N° 3.1

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m$$

Donde:

n_0 : Coeficiente básico que depende de la rugosidad.

n_1 : Coeficiente adicional para tomar en cuenta las irregularidades

n_2 : Coeficiente adicional por variaciones en la forma y tamaño del cauce

n_3 : Coeficiente adicional para tomar en cuenta las obstrucciones

n_4 : Coeficiente adicional para tomar en cuenta la vegetación

m : Factor para tomar en cuenta los meandros

Tabla N° 3.1.- Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente "n" de Manning

Condiciones del río		Valores	
Material de la superficie del canal	Tierra	n_0	0.020
	Roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderada		0.010
	Severa		0.020
Variación de la sección	Gradualmente alternada	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternada		0.005
	Frecuentemente alternada		0.010 - 0.015

Condiciones del río		Valores	
Efecto de la obstrucción	Despreciable	n_3	0.000
	Menor		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Severo		0.040 - 0.060
Vegetación	Bajo	n_4	0.000 - 0.010
	Medio		0.010 - 0.025
	Alto		0.025 - 0.050
	Muy alto		0.050 - 0.100
Efecto de meandros	Menor	m	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, 1994

3.3 CÁLCULO DE NIVELES DE AGUA

Para el estudio de la capacidad hidráulica y el cálculo de la sobreelevación del nivel de agua, se realiza un cálculo en régimen permanente gradualmente variado, la cual permite calcular niveles de agua cuando la geometría fluvial es irregular.

El modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo, el modelo se basa en la aplicación de la Ecuación de la Energía:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + E$$

Donde:

$Z_n + P_n$: Nivel del pelo de agua en los extremos del tramo, m.

V_n : Velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo, m.

α_1, α_2 : Coeficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada.

g : Aceleración de la gravedad, m/s².

E : Total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud L, m.

En la ecuación de la energía, los subíndices 1 y 2 se refieren a dos secciones distintas, la sección 1 ubicada aguas arriba de la sección 2.

En la solución numérica iterativa de la ecuación, la incógnita es el nivel del agua $Z_1 + P_1/\gamma$ en la sección 1 y es dato en el nivel de agua $Z_2 + P_2/\gamma$ en la sección 2. Se procede desde aguas abajo hacia aguas arriba cuando el flujo es subcrítico, mientras que se procede en forma inversa cuando el flujo es supercrítico.

El cálculo iterativo se puede realizar mediante dos métodos, el primero es el método del paso directo y el segundo es el método del paso estándar.

Un modelo muy empleado en nuestro medio es el HEC – RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), actualmente muy utilizado para calcular parámetros hidráulicos para diseño de obras de cruce en cauces naturales desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers.

A continuación, se presentan las consideraciones para obtener el perfil de flujo:

- En una sección debe existir un tirante conocido.
Si el flujo es subcrítico o tranquilo con número de Froude < 1 , se debe conocer la sección aguas abajo.
Si el flujo es supercrítico o rápido con número de Froude > 1 , se debe conocer la sección aguas arriba.
- Se considera que el flujo es gradualmente variado y permanente.
- En un tramo determinado no debe existir variación del caudal. Si existiese variación del caudal, debería incluirse aguas arriba en cada tramo.
- La pendiente del canal es pequeña. (menor a 3°)

3.3.1 Modelamiento Hidráulico con aplicación del Programa HEC – RAS

En el presente informe se hará uso del programa HEC – RAS versión 4.1.0 para la ejecución del modelamiento hidráulico y para la obtención del perfil del flujo el cual emplea para su cálculo el método del paso estándar.

Como información necesaria para ejecutar el modelamiento hidráulico, mediante la aplicación del programa HEC – RAS, es necesaria la introducción de datos geométricos y datos de flujo.

Datos Geométricos:

- Esquema del río

- Secciones transversales. El ingreso de datos de las secciones transversales se realizan de izquierda a derecha, mirando en dirección aguas arriba.
- Distancia entre las secciones transversales.
- Rugosidad del cauce y de los bancos fluviales
- Coeficiente de contracción y expansión

Datos de Flujo:

- Caudal de diseño
- Condición de borde aguas arriba y aguas abajo
- Régimen del flujo subcrítico, supercrítico o mixto

La salida de los resultados del programa hace uso de los siguientes términos:

- Reach: Tramo
- River Sta: Estación del río
- Min Ch El: Elevación mínima del canal
- W. S. Elev: Elevación de la superficie de agua
- Crit W. S.: Elevación crítica del agua
- E. G. Elev: Elevación de la energía
- E. G. Slope: Pendiente de la línea de energía
- Avg. Vel: Velocidad media del canal
- Max Chl Dpth: Tirante máximo
- Flow area: Área de flujo
- Top width: Ancho del canal o ancho superficial
- Froude # Chl: Número de Froude en el canal
- Shear Total: Esfuerzo de corte en la margen izquierda

3.4 SOCAVACIÓN

La socavación es el descenso del fondo del cauce, durante una máxima avenida, a consecuencia del arrastre de sedimentos por la corriente. Existen varios tipos de socavación que se pueden presentar a lo largo de un río:

- Socavación general, son variaciones del nivel del cauce a lo largo de un río.
- Socavación por contracción, ocurre en contracciones abruptas del ancho del río, caso típico en puentes.
- Socavación local, ocurren generalmente, en los pilares y estribos del puente, diques.

- Socavación en curva, se debe al flujo helicoidal que produce altas velocidades en las curvas exteriores y bajas velocidades en las curvas interiores.

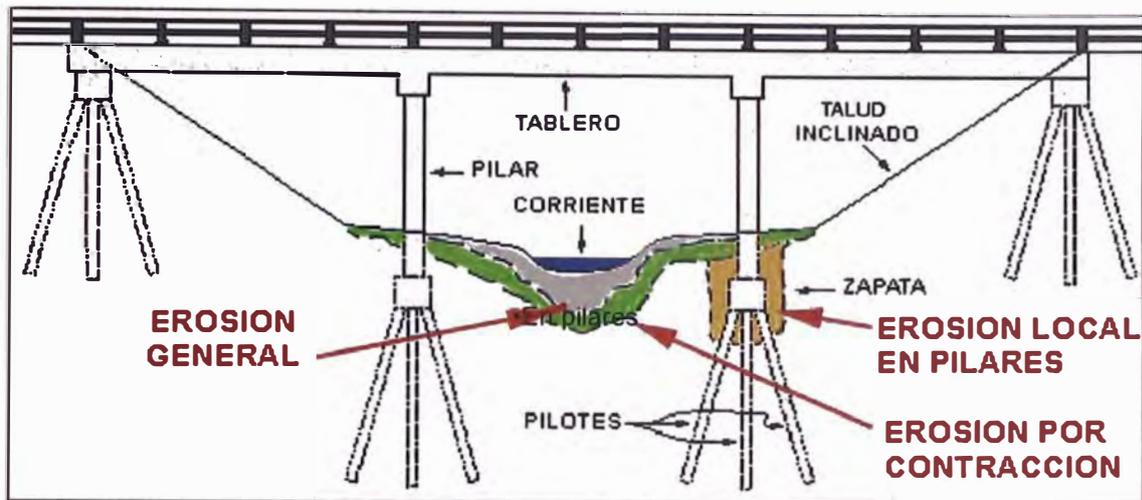


Figura N° 3.1.- Esquema típico de los tipos de socavación en puentes

Fuente: Factores Hidráulicos para el Diseño de Puentes, Díaz Arias José M., 2000

3.4.1 Socavación General

Para fines de estimación con el objetivo de diseño de puentes es usual adoptar un criterio conservador que consiste en calcular la máxima profundización posible del lecho, bajo una condición hidráulica dada. La máxima profundización del cauce ocurre cuando se alcanza la condición de transporte crítico, donde la velocidad de flujo se reduce a tal punto en que la corriente no puede movilizar y arrastrar más material del lecho y a su vez no existe transporte de material desde aguas arriba.

Por lo tanto, cuando se produce la avenida, la sección geométrica del cauce se modifica dando lugar a una nueva sección, la cual obviamente está socavada, donde el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente.

Método de Lischtvan –Levediev

Este método es el más usado en el Perú para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente.

El valor a calcularse viene a ser la socavación general, producida por una creciente o una avenida extraordinaria.

Para suelos granulares se tiene:

$$H_s = \left[\frac{\alpha * H_0^{5/3}}{0.68 * d_m^{0.28} * \beta} \right]^{(1/1+X)}$$

Donde:

- H_s : Profundidad después de producirse la socavación del fondo, se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado en m.
- H_0 : Profundidad inicial que existe en un determinada vertical de la sección entre el nivel del agua al pasar la avenida y el nivel del fondo obtenido durante el estiaje en m.
- d_m : Diámetro medio de la granulometría del material del fondo en mm.
- β : Coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno con que se presenta el caudal de diseño, ver Tabla N° 3.2.
- X : Exponente variable para suelos no cohesivos que depende de d_m , ver Tabla N° 3.3.
- α : Coeficiente que se deduce a partir de la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{y_m^{5/3} * B_e * \mu}$$

Donde:

- Q_d : Caudal de diseño en m³/s.
- y_m : Tirante medio de la sección, se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo en m.
- B_e : Ancho efectivo de la sección en m.
- μ : Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por la pilas en el caso de existir un puente, ver Tabla N° 3.4.

Tabla N° 3.2.- Valores del coeficiente β

Tiempo de retorno (en años)	Coeficiente β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94

Tiempo de retorno (en años)	Coefficiente β
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

Fuente: Erosión y Socavación, Adolfo Guitelman, 1999.

Tabla N° 3.3.- Valores de X para suelos no cohesivos

d_m (mm)	X	d_m (mm)	X
0.05	0.43	40	0.30
0.15	0.42	60	0.29
0.50	0.41	90	0.28
1.00	0.40	140	0.27
1.50	0.39	190	0.26
2.50	0.38	250	0.25
4.00	0.37	310	0.24
6.00	0.36	370	0.23
8.00	0.35	450	0.22
10.00	0.34	570	0.21
15.00	0.33	750	0.20
20.00	0.32	1000	0.19
25.00	0.31		

Fuente: Erosión y Socavación, Adolfo Guitelman, 1999.

Tabla N° 3.4.- Factores de corrección por contracción del cauce μ

V (m/s)	Luz Libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
> 4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. 1992, citado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, 2003.

3.4.2 Socavación Local

Existen algunos métodos para la determinación de la socavación local en estribos y todas presentan limitaciones de tipo práctico. Casi todas las ecuaciones dan como resultado valores muy conservadores debido a que

consideran que el estribo esta en el cauce principal formado por lechos aluviales y asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo cual raramente ocurre en la realidad.

Método de Artamonov

Este método permite determinar no solamente la profundidad de la socavación que se produce al pie de estribos sino también al pie de espolones o espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 . Ver Figura N° 3.2.
- Talud que tienen los lados del estribo (m H: 1.0 V).
- Ángulo (θ) entre el eje longitudinal del puente y la corriente.

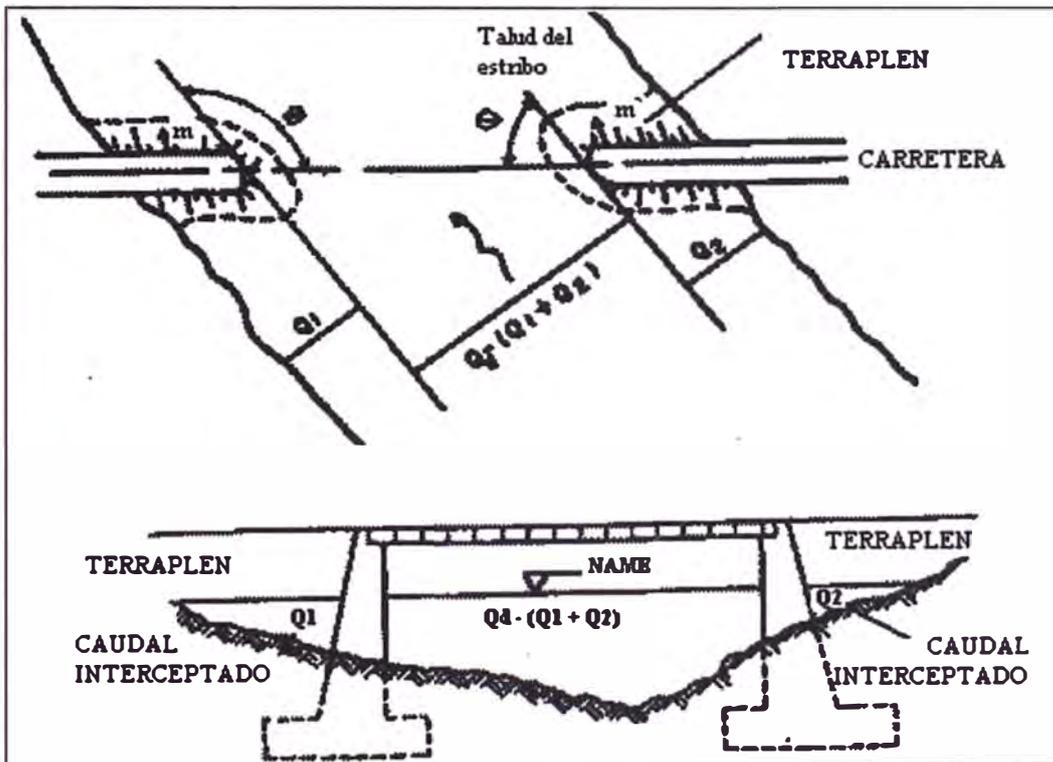


Figura N° 3.2.- Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. 1992. Citado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2003.

La profundidad de socavación por el método de Artamonov se calcula mediante la siguiente expresión:

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

Donde:

- H_T : Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.
- K_θ : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente, ver Tabla N° 3.5.
- K_Q : Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal, ver Tabla N° 3.6.
- K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, ver Tabla N° 3.7.
- h : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

Tabla N° 3.5.- Coeficiente de corrección K_θ

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. 1992. Citado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2003.

Tabla N° 3.6.- Coeficiente de corrección K_Q

Q_1/Q_2	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. 1992. Citado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2003.

Tabla N° 3.7.- Coeficiente de corrección K_m

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

m H: 1 V

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. 1992. Citado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2003.

3.4.3 Socavación en curvas

Para este tipo de socavación de debe tener en cuenta el flujo en las curvas. Para ello se clasifica las curvas en tres tipos:

Curvas libres.- Ambos bancos están compuestos de material aluvial del área de inundación que es usualmente muy móvil. La curva libre corresponde al concepto común de una curva superficial.

Curvas limitadas.- Los bancos de la corriente están compuestos de material consolidado parental (generalmente roca madre) que limita la socavación lateral por la corriente. Las curvas limitadas son curvas en trinchera.

Curvas forzadas.- El flujo incide sobre un banco matriz casi en línea recta en un ángulo grande (60° a 90°)

Tabla N° 3.8.- Relación radio de curvatura (r) – ancho de meandro (B)

Tipo de Curva	r/B
Limitadas	7 - 8
Libres	4.5 - 5
Forzadas	2.5 - 3.5

La relación entre profundidad hasta el nivel de socavación y el tirante medio en la curva está en función del radio de curvatura y el ancho de la superficie libre. En la Figura N° 3.3 se observa que en la curva exterior presenta socavación, mientras que en la curva interior se espera sedimentación.

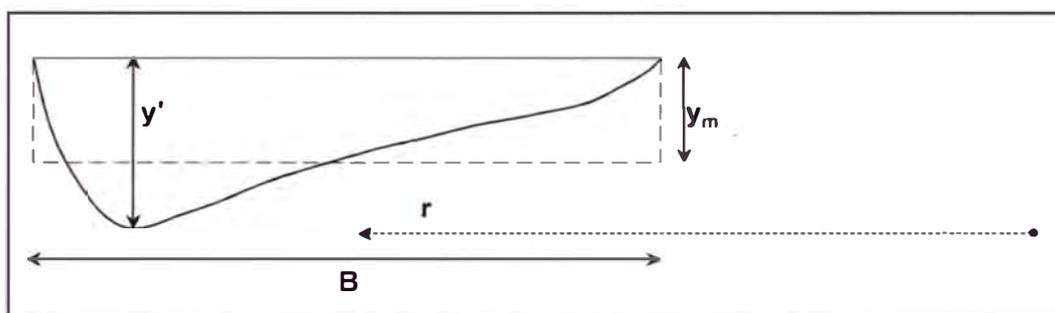


Figura N° 3.3 Socavación en curvas

Tabla N° 3.9.- Relación entre los tirantes antes y después de la socavación

r/B	∞	20	10	6	5	4	3	2
y'/y_m	1.27	1.33	1.40	1.48	1.84	2.2	2.57	3.00

Donde:

- r : Radio de curvatura medido al centro del cauce, m.
- B : Ancho de la superficie libre, m.
- y' : Tirante hasta el nivel de socavación, m.
- y_m : Tirante antes de la socavación, m.

CAPITULO IV: APLICACIÓN AL PUENTE SANTA ROSA DE JAIPE

4.1 INFORMACIÓN REQUERIDA

El estudio se inicia con la recopilación de información básica disponible tanto en campo como en gabinete relacionada a aspectos hidrometeorológicos, hidráulicos, topográficos, morfológicos, sedimentológicos y otros, que permitan plantear la metodología de trabajo adecuada con el objeto de determinar los procesos hidráulicos del río Gramalote.

4.1.1 Ubicación del área de estudio

El área de estudio que comprende el emplazamiento del Puente Santa Rosa de Jaipe, se encuentra ubicada hidrográficamente sobre el río Gramalote y políticamente en el departamento de Amazonas, provincia de Luya, Distrito de Campo Redondo. Ver Mapa de Ubicación del Proyecto UB-001 del Anexo 5.

La ubicación del Puente Santa Rosa de Jaipe sobre el río Gramalote de acuerdo a la información cartográfica a escala 1:100 000 del IGN corresponde a una zona en el cual el río es regularmente recto; esta ubicación corresponde aproximadamente a las siguientes coordenadas geométricas:

Tabla N° 4.1.- Coordenadas aproximadas de la ubicación del Puente Santa Rosa de Jaipe

Coordenadas	Inicio del Puente Estribo E1	Fin del Puente Estribo E2
Norte	9 319 448.57	9 319 469.26
Este	793 383.88	793 422.01
Altitud (m.s.n.m.)	1 246.68	1 246.52

Sobre ésta zona se han efectuado un análisis de las condiciones naturales del emplazamiento para el Puente Santa Rosa de Jaipe; cuya ubicación se ha determinado tomando en cuenta los siguientes criterios generales:

- Posición del trazo de la trocha carrozable, sin tener carácter limitativo.
- Ubicación en un tramo del río preferentemente recto y con ocurrencia del flujo de agua en condiciones cuasi uniformes.
- Ubicación en un punto del cauce del río lo más estrecho posible que permita una menor longitud de la luz del puente.

- Posición del eje del Puente Santa Rosa de Jaípe formando un ángulo perpendicular al eje principal del río.
- Ubicación en una zona lo suficientemente estable en donde no se necesite cambiar la forma de la sección del río para mejorar las condiciones del flujo de agua.
- Ubicación en una zona en la cual el historial de migración del río y sus tendencias geomorfológicas se muestren estables y sin mayores cambios.
- Existencia de puntos potenciales sobre el río para un posible control hidráulico.
- Ubicación en una zona del río en donde las características geomecánicas del subsuelo permitan una cimentación adecuada y de fácil construcción.

4.1.2 Metodología empleada

Con el fin de reunir los criterios adecuados para conocer el potencial erosionable, las características hidráulicas, hidrológicas y de drenaje del río se realizaron los estudios en las siguientes etapas:

- Recopilación de la información: Comprendió la recolección, evaluación y análisis de la documentación existente como estudios anteriores, cartografía, fotografías aéreas y pluviometría en el área de estudio.
- Trabajo de campo: Consistió en un recorrido de los puntos críticos para su observación, evaluación y definición de las características como relieve, pendiente, estabilidad, tipo de suelo, vegetación, cursos de agua superficiales y sub superficiales, así como características hidráulicas del río Gramalote.
- Fase de gabinete: Consistió en el procesamiento, análisis, determinación de los parámetros de diseño para evaluar el máximo caudal instantáneo que se produce en el río Gramalote, así como la erosión que se produce en el lecho del río en la estructura a proyectar.

4.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO

4.2.1 Cuenca de estudio

La cuenca del río Gramalote comprende desde la naciente ubicada en el cerro Las Torres hasta el punto en el cual se ubica el Puente Santa Rosa de Jaípe y que corresponde a una cota de 1 246 m.s.n.m.



Figura N° 4.1.- Ubicación de la cuenca de estudio

De la información cartográfica disponible que corresponde a Carta Nacional del IGN a escala 1:100 000 (Cata Nacional 13-g denominada Lonya Grande), se ha determinado que el área de cuenca hasta la ubicación del Puente Santa Rosa de Jaipe es igual a 21.18 Km².

4.2.2 Parámetros geomorfológicos de la cuenca de estudio

Para el estudio y determinación de los parámetros geomorfológicos se precisa de la información cartográfica, de la topografía, del uso del suelo y de la permeabilidad de la región en estudio, así se ha utilizado la carta nacional 13-g denominada Lonya Grande en escala 1:100 000 y el plano topográfico del área de influencia del puente. Se ha delimitado la cuenca en base al río principal, partiendo desde el punto más alto de la cuenca, hasta el punto más bajo en el perfil del río y en el borde de la cuenca de interés, obteniendo los siguientes parámetros geomorfológicos:

Tabla N° 4.2.- Parámetros geomorfológicos de la cuenca de estudio

Área de la cuenca (Km ²)	Perímetro de la cuenca (Km)	Longitud del cauce mayor (Km)	Cota mínima del cauce (msnm)	Cota máxima del cauce (msnm)	Pendiente del curso principal (m/m)	Pendiente de la cuenca (m/m)
21.18	22.91	11.36	1246	3550	0.2028	0.1370

4.2.3 Datos históricos

Cuando no existen registros de caudales, la metodología para estimarlos es mediante relaciones de precipitación – escorrentía, razón por la cual la determinación de la precipitación es importante. Para analizar los eventos extremos, se trabaja con precipitaciones máximas en 24 horas registradas en las estaciones cercanas a la zona de estudio.

En la zona de estudio, no existe una distribución adecuada de estaciones pluviométricas que representen de manera adecuada el comportamiento hidrológico. Se seleccionó la información histórica de precipitación máxima en 24 horas (P_{máx24}) de la estación Moyobamba obtenida de la oficina de estadística e informática del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología – SENAMHI, ver Anexo 1, se ha procedido a efectuar el cálculo de lluvias máximas para diferentes periodos de retorno basándose en las probabilidades de excedencia o no excedencia de las frecuencias de lluvia según los métodos de distribución de valores extremos como son: Normal, Log Normal 2 Parámetros, Log Pearson Tipo III y Gumbel.

Las características principales de la estación Moyobamba se encuentran en la siguiente tabla y en el Cuadro 1 del Anexo 2.

Tabla N° 4.3.- Características principales de la Estación Meteorológica Moyobamba

Código	Estación	Cota (msnm)	Periodo de Registro	Coordenadas Geográficas	
				Latitud	Longitud
000378/DRE-09	MOYOBAMBA	860,0	1975 - 2005	06°00' "S"	76°58' "W"

Fuente: SENAMHI.

En el Cuadro 2 del Anexo 2 se presentan los 31 años de registro histórico de precipitación máxima en 24 horas. En la Tabla N° 4.4 se presenta el registro de los 31 datos a utilizar en el estudio.

Tabla N° 4.4.- Datos históricos de Precipitación máxima en 24 horas anuales – Estación Moyobamba

N°	AÑO	P24 mm
1	1975	40.9
2	1976	60.8
3	1977	65.2

Nº	AÑO	P24 mm
4	1978	48.6
5	1979	74.1
6	1980	80.8
7	1981	43.1
8	1982	49.8
9	1983	30.6
10	1984	38.6
11	1985	37.5
12	1986	76.3
13	1987	70.2
14	1988	55.0
15	1989	83.8
16	1990	65.4
17	1991	44.8
18	1992	72.4
19	1993	55.3
20	1994	83.6
21	1995	45.4
22	1996	77.0
23	1997	54.2
24	1998	75.8
25	1999	85.0
26	2000	49.7
27	2001	57.6
28	2002	56.4
29	2003	93.9
30	2004	75.3
31	2005	56.1

Los estadísticos de las precipitaciones máximas diarias son:

Número de datos: 31

El promedio de $P_{\text{máx}24} = 61.4$ mm

La máxima de $P_{\text{máx}24} = 93.9$ mm

La mínima de $P_{\text{máx}24} = 30.6$ mm

4.2.4 Tiempo de retorno (Tr)

El tiempo de retorno (Tr) está en función de la vida de diseño de las estructuras (n) y la probabilidad de riesgo de falla (R) de acuerdo a la siguiente formulación.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n$$

Para el diseño de puentes, como es en nuestro caso, el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje para Obras Viales, del MTC del Perú considera un riesgo admisible de 22% para un tiempo de vida (n) de 25 años. Es decir que el tiempo de retorno es de aproximadamente 100 años.

Además se recomienda utilizar un tiempo de retorno de 500 años para el cálculo de socavación.

4.2.5 Tormenta de diseño

a. Ajuste Estadístico de precipitación máxima en 24 horas ($P_{máx24}$)

Se verificó para la serie histórica de $P_{máx24}$ anuales el mejor ajuste de distribución, para ello se usó la prueba Kolmogorov – Smirnov y se obtuvo que la distribución de mejor ajuste es la NORMAL.

La Organización Meteorológica Mundial (OMM) recomienda un coeficiente de corrección para datos de estaciones que se registran una vez al día de 1,13.

En el siguiente cuadro se presenta la precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno corregidas a partir del cual se obtendrá la tormenta de diseño.

Tabla N° 4.5.- Ajuste Normal de P_{MAX}24 – Estación Moyobamba

T (años)	P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregida) mm
2	61.4	69.4
5	75.3	85.1
10	82.6	93.3
20	88.6	100.1
25	90.3	102.1
50	95.3	107.7
100	99.9	112.8
200	104.0	117.5
500	109.0	123.1

La memoria de cálculo se presenta en el Anexo 2: Cuadros del 3 al 5.

b. Hietograma de diseño

Para la distribución de las precipitaciones en duraciones de tormenta menores a una hora, se utilizó la metodología de Dick y Peshcke (Gevara, 1991). 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)

De esta distribución se obtuvo la curva duración-intensidad-frecuencia con la siguiente relación:

$$I = \frac{10^{2,844} \cdot T^{0,094}}{t^{0,75}}$$

Donde:

I : Intensidad máxima (mm/h)

T : Periodo de retorno (años)

t : Duración de la precipitación (min.)

Luego de aplicar el método del bloque alterno se genera el hietograma de diseño para 100 y 500 años de periodo de retorno, como se muestran en las figuras N° 4.2 y N° 4.3. La memoria de cálculo se encuentra en los Cuadros del 6 al 9 del Anexo 2.

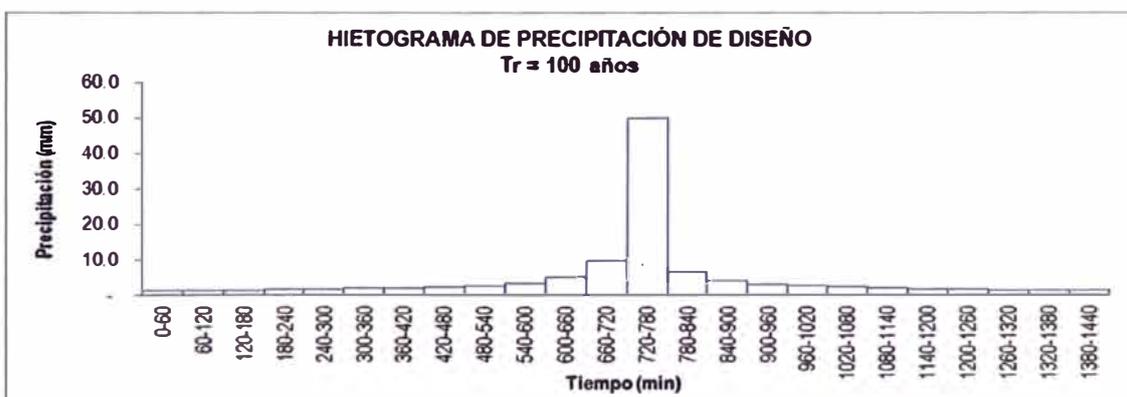


Figura N° 4.2.- Hietograma de precipitación para Tr = 100 años para la Estación Moyobamba

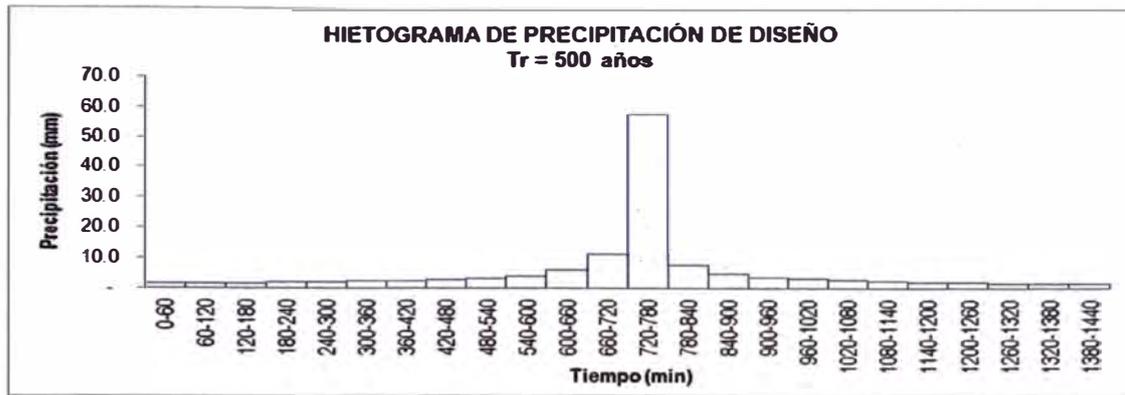


Figura N° 4.3.- Hietograma de precipitación para Tr = 500 años para la Estación Moyobamba

4.2.6 Estimación de caudales

a.- Aplicación del programa HEC-HMS y sus parámetros de entrada

El Sistema de Modelación Hidrológico HEC-HMS es un programa para la modelación de los procesos hidrológicos más habituales que se dan en una cuenca. Está diseñado para simular el proceso de precipitación – escorrentía.

Para determinar el caudal máximo de diseño se utilizó el método del Hidrograma Unitario de la SCS (Soil Conservation Service).

El número de curva adoptado se encuentra entre dos tipos de suelos NC (82) y NC (86), y la condición escorrentía es de Tipo II, para la zona en estudio se tiene NC = 84. Ver Cuadro 10 del Anexo 2.

El Tiempo de concentración (t_c) es igual a 136,04 minutos y el Tiempo de retardo (T_{lag}) es igual a 81,62 minutos. Ver Cuadro 11 del Anexo 2.

Para el tiempo de concentración se utilizó la fórmula del SCS que es la siguiente:

$$t_c = \frac{0,0136L^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{S^{0,5}}$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración (min)

L : Longitud del cauce mayor (m)

CN : Número de curva

S : Pendiente de la cuenca (m/m)

El tiempo de retardo (T_{lag}) se considera como el 60 % del tiempo de concentración (t_c).

Con la información anterior y mediante el programa HEC-HMS se determinan los caudales de avenida en la zona de puente Santa Rosa de Jaípe. El esquema usado en el programa es el mostrado en la Figura N°4.4.

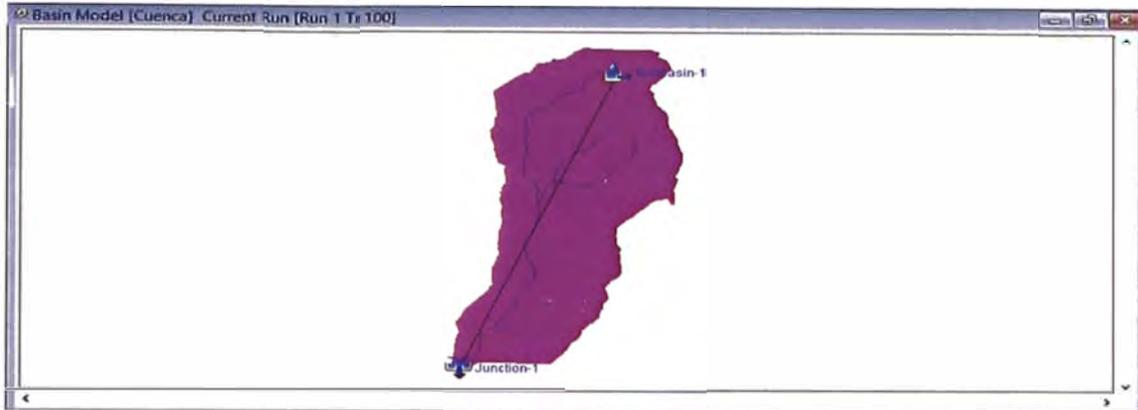


Figura N° 4.4.- Esquema de entrada para el HEC-HMS

Además para el diseño se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Método de cálculo de escorrentía: SCS - Número de curva
- Método de cálculo de caudal: SCS – Hidrograma Unitario
- Método de Transito de avenidas: Mushkingcum – Cunge

b.- Resultados del HEC-HMS

Para un tiempo de retorno de 100 años el programa HEC-HMS obtuvo los resultados mostrados en las Figuras N°4.5 y N°4.6.

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin-1	21,18	100,9	01ene2000, 14:00	65,80
Junction-1	21,18	100,9	01ene2000, 14:00	65,80

Figura N° 4.5.- Resumen de resultados del HEC-HMS para un Tr=100 años

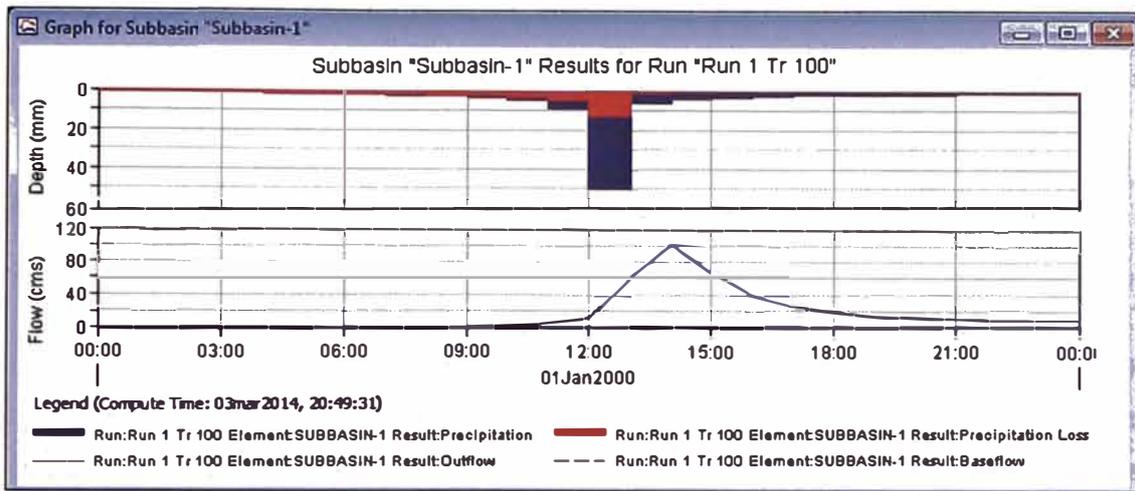


Figura N° 4.6.- Hidrograma de salida para un Tr=100 años

Para un tiempo de retornos de 500 años el programa HEC-HMS obtuvo los resultados mostrados en la Figura N°4.7 y N°4.8.

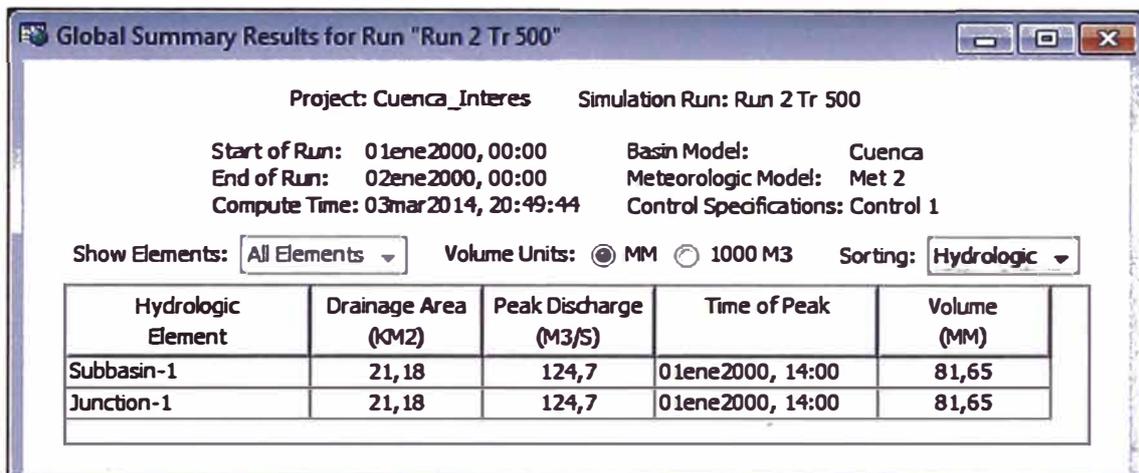


Figura N° 4.7.- Resumen de resultados del HEC-HMS para un Tr=500 años

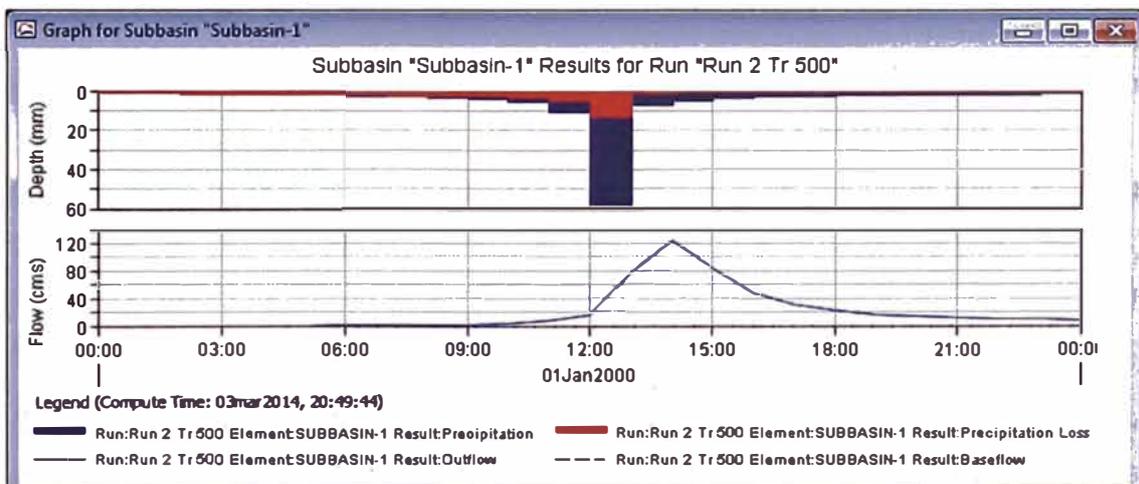


Figura N° 4.8.- Hidrograma de salida para un Tr=500 años

De lo anterior se obtiene como resultado que para un periodo de retorno de 100 años el caudal máximo de diseño es 100.9 m³/s y para 500 años tenemos un caudal de 124.7 m³/s.

4.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO

4.3.1 Cálculos hidráulicos

Con la información topográfica disponible se han obtenido las secciones transversales al río mediante el uso del programa AutoCAD Civil 3D y con el caudal de diseño obtenido se prosigue a realizar los cálculos hidráulicos concernientes a la modelación hidráulica durante la presentación de una avenida y ante una estructura en su cauce. En la siguiente figura se muestra la franja topográfica con las respectivas líneas de las secciones transversales.

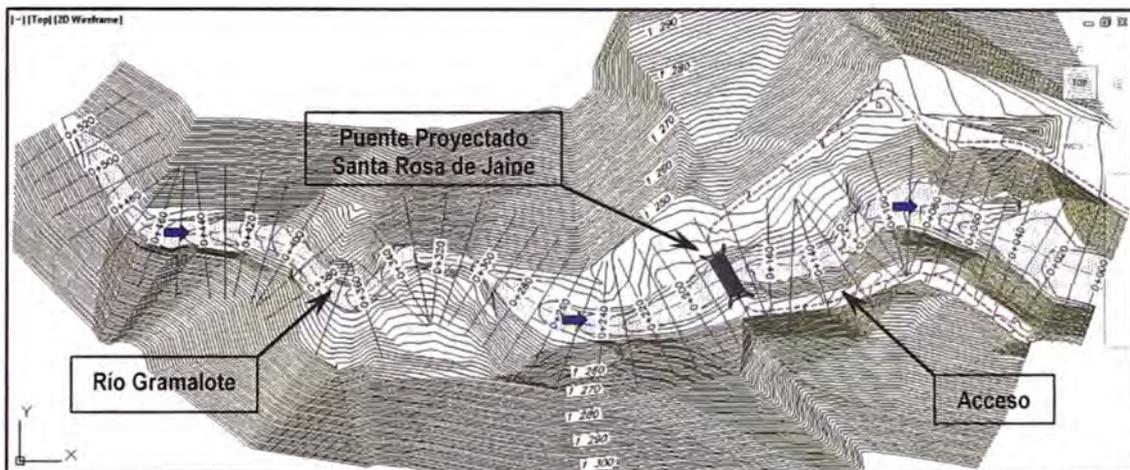


Figura N° 4.9.- Franja topográfica y secciones transversales

4.3.2 Estimación del coeficiente de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning es un parámetro representativo en la calibración del modelo HEC – RAS. El programa permite representar la sección caracterizada según las llanuras de inundación derecha (right over bank) e izquierda (left over bank) separadas ambas por un cauce principal (main channel) o bien ingresar los coeficientes de Manning en función de la distancia horizontal en la sección.

El coeficiente de rugosidad de Manning es un número que es difícil determinar ya que puede estar en función del criterio del modelador y de la temporada en la cual se determine las características del canal. Con el método propuesto por

Cowan se ha determinado para el cauce principal y para las márgenes del río Gramalote un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,058 y 0,063 respectivamente. Las fotografías del río Gramalote se encuentran en el anexo 6.

Tabla N° 4.6.- Datos empleados para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning del río Gramalote

CONDICIONES DEL RÍO		MARGEN IZQUIERDA		CAUCE		MARGEN DERECHA	
Material	n_0	Grava gruesa	0.028	Grava gruesa	0.028	Grava gruesa	0.028
Grado de irregularidad	n_1	Escasa	0.005	Escasa	0.005	Escasa	0.005
Variación de la sección	n_2	Gradual	0.000	Ocasional	0.005	Gradual	0.000
Efecto de las obstrucciones	n_3	Menor	0.015	Menor	0.015	Menor	0.015
Vegetación	n_4	Medio	0.015	Bajo	0.005	Medio	0.015
Efecto de meandros	m	Menor	1.000	Menor	1.000	Menor	1.000
"n" de Manning	n		0.063		0.058		0.063

4.3.3 Datos de entrada para la simulación hidráulica

A partir del levantamiento topográfico se generaron secciones transversales cada 10 metros a lo largo de 520 metros del río, las mismas que fueron exportadas al programa HEC – RAS como se muestra en la Figura N° 4.9.

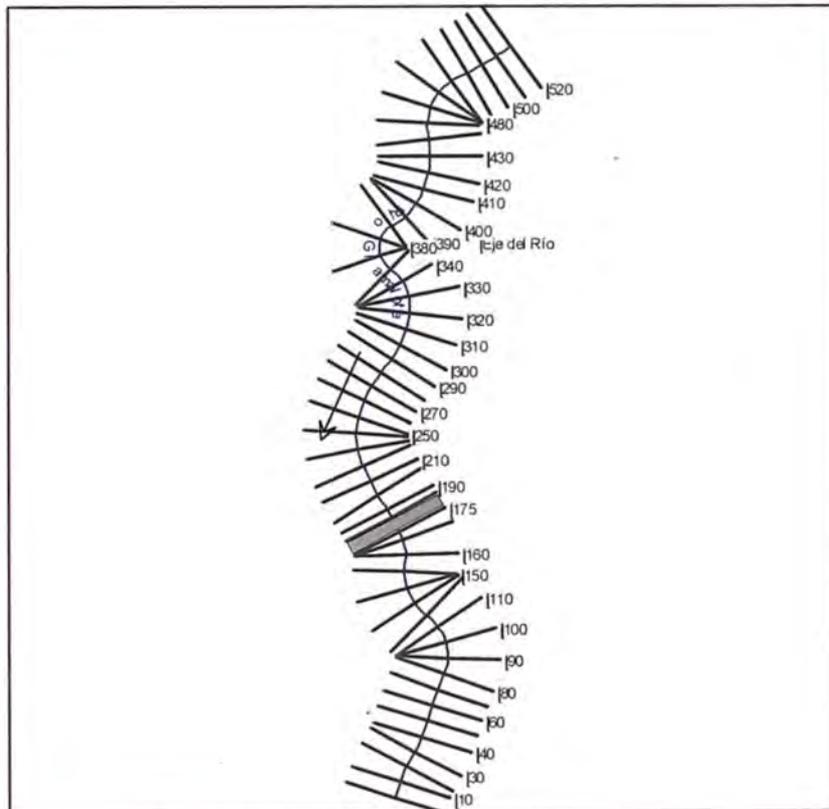


Figura N° 4.10.- Planta exportada del programa AutoCAD Civil 3D al programa HEC - RAS

A continuación se presenta la tabla N° 4.7 con los parámetros usados en el programa HEC – RAS para la modelación hidráulica del puente Santa Rosa de Jaipe.

Tabla N° 4.7.- Datos de entrada para la simulación en el programa HEC – RAS

Datos de entrada	
Características Geométricas	
Número de secciones	52
Distancia entre secciones	10 m
Estación aguas abajo	0+000.00
Estación del Puente (propuesta)	0+180.00
Estación aguas arriba	0+520.00
Características de rugosidad (Manning)	
Margen izquierda	0.063
Cauce principal	0.058
Margen derecha	0.063
Coefficiente de contracción y expansión	
Coefficiente de contracción	0.1
Coefficiente de expansión	0.3
Caudal de diseño	
Caudal para Tr = 100 años	100.9 m ³ /s
Caudal para Tr = 500 años	124.7 m ³ /s
Condiciones de borde o de frontera	
Condición de borde aguas abajo	0.0516
Condición de borde aguas arriba	0.0992
Régimen del flujo	
Supercrítico	

4.3.4 Longitud de la luz del puente

El criterio para seleccionar la luz del puente desde el punto de vista hidráulico es que la luz del puente debe ser tal que permita la circulación del caudal del río en avenidas ordinarias y extraordinarias con cauce hidráulicamente estable y sin peligro de obstrucción por presencia de huaycos o grandes piedras, con la finalidad de que dicha luz trabaje a capacidad plena y permita aún en épocas de estiaje considerarla una estructura necesaria e importante.

Acorde al criterio fundamental antes expuesto en el presente Estudio se concluye que la longitud recomendada para la luz del Puente Santa Rosa de Jaipe desde el punto de vista hidráulico es de 20 metros.

4.3.5 Resultados de la modelación

Luego de realizar la corrida con los datos anteriormente definidos se obtiene la sección del puente aguas arriba tal como se muestra en la Figura N° 4.11. Además en las Tablas N° 4.8 y N° 4.9 se muestran las características hidráulicas encontradas en la sección del puente. Las Tablas N° 4.10 y N° 4.11 se muestran dichas características para cada sección del cauce para TR=100 años y TR=500 años respectivamente.

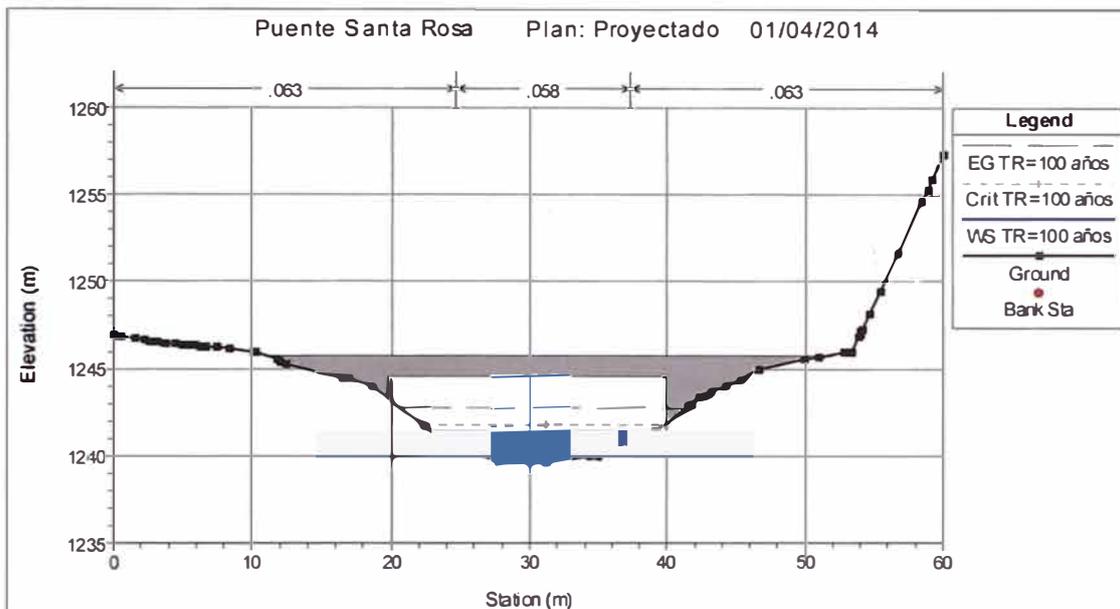


Figura N° 4.11.- Sección del Puente aguas arriba sobre el Río Gramalote

Tabla N° 4.8.- Características hidráulicas en la sección del Puente para un TR=100 años.

Resultados del programa HEC – RAS

Elemento	Aguas Arriba	Aguas Abajo
Elevación de la energía (m)	1242.73	1242.68
Elevación de la superficie de agua (m)	1241.41	1241.39
Elevación crítica del agua (m)	1241.78	1241.71
Tirante máximo (m)	1.97	1.84
Velocidad total (m/s)	4.08	4.91
Área de flujo (m ²)	24.74	20.54
Número de Froude	1.09	1.35
Tirante medio (m)	1.43	1.25
Perímetro mojado (m)	18.33	17.17
Ancho superficial (m)	17.35	16.42
Esfuerzo de corte total (N/m ²)	426.7	642.79

**Tabla N° 4.9.- Características hidráulicas en la sección del Puente para un TR=500 años.
Resultados del programa HEC – RAS**

Elemento	Aguas Arriba	Aguas Abajo
Elevación de la energía (m)	1243.10	1242.41
Elevación de la superficie de agua (m)	1241.63	1241.59
Elevación crítica del agua (m)	1242.05	1241.51
Tirante máximo (m)	2.22	2.06
Velocidad total (m/s)	4.27	5.14
Área de flujo (m ²)	29.18	24.25
Número de Froude	1.08	1.34
Tirante medio (m)	1.61	1.42
Perímetro mojado (m)	19.29	18
Ancho superficial (m)	18.17	17.12
Esfuerzo de corte total (N/m ²)	452.23	676.39

**Tabla N° 4.10.- Características hidráulicas del flujo en las secciones transversales para un
TR=100 años**

Tramo	Estación	TR años	Caudal m ³ /s	Fondo de cauce msnm	Nivel de agua msnm	Velocidad media m/s	Área de la sección m ²	Número de Froude
Eje del Río Gramabote	520	100	100.9	1271.20	1272.89	7.01	16.99	1.76
	510	100	100.9	1270.19	1271.74	6.90	15.80	1.88
	500	100	100.9	1269.15	1270.47	6.98	15.31	2.02
	490	100	100.9	1268.06	1269.39	6.71	16.00	1.95
	480	100	100.9	1267.24	1268.86	5.85	18.22	1.52
	470	100	100.9	1266.31	1268.43	5.41	19.85	1.34
	460	100	100.9	1265.03	1266.55	6.88	14.66	1.97
	450	100	100.9	1264.05	1265.68	6.24	16.25	1.75
	440	100	100.9	1263.00	1264.80	6.10	17.17	1.69
	430	100	100.9	1261.92	1263.44	6.62	15.80	1.84
	420	100	100.9	1260.44	1262.08	7.02	15.28	1.94
	410	100	100.9	1259.08	1260.52	7.32	14.54	2.18
	400	100	100.9	1258.31	1260.06	6.03	17.96	1.65
	390	100	100.9	1257.91	1260.00	5.13	21.97	1.14
	380	100	100.9	1256.62	1258.48	6.78	16.66	1.67
	370	100	100.9	1255.41	1257.00	7.21	14.39	1.98
	360	100	100.9	1254.24	1256.12	6.81	15.23	1.76
	350	100	100.9	1253.15	1255.85	6.10	18.44	1.30
	340	100	100.9	1252.05	1254.07	8.05	15.10	1.95
	330	100	100.9	1250.92	1252.53	7.98	13.59	2.15
320	100	100.9	1250.00	1252.87	5.76	20.38	1.19	
310	100	100.9	1249.76	1252.11	6.69	18.90	1.44	
300	100	100.9	1248.18	1250.49	7.76	15.60	1.70	
290	100	100.9	1246.78	1248.15	8.68	12.32	2.57	
280	100	100.9	1246.49	1247.63	6.53	16.67	2.04	
270	100	100.9	1246.02	1247.46	4.87	23.78	1.38	

Tramo	Estación	TR años	Caudal m ³ /s	Fondo de cauce msnm	Nivel de agua msnm	Velocidad media m/s	Área de la sección m ²	Número de Froude
	260	100	100.9	1245.44	1247.30	4.10	29.74	1.01
	250	100	100.9	1244.77	1247.15	3.89	32.19	0.85
	240	100	100.9	1243.91	1245.73	5.94	18.80	1.47
	230	100	100.9	1242.88	1244.93	6.14	17.80	1.48
	220	100	100.9	1241.96	1243.65	6.73	15.59	1.85
	210	100	100.9	1241.43	1242.88	6.23	17.29	1.78
	200	100	100.9	1240.90	1242.40	5.47	19.77	1.47
	190	100	100.9	1240.44	1242.22	4.62	23.84	1.15
	185	100	100.9	1240.20	1242.32	4.16	27.31	0.95
	180		Puente					
	175	100	100.9	1239.41	1241.20	5.37	19.70	1.43
	170	100	100.9	1238.92	1240.57	5.75	17.77	1.62
	160	100	100.9	1238.00	1239.53	6.02	16.98	1.69
	150	100	100.9	1238.00	1240.13	4.15	25.72	0.98
	140	100	100.9	1237.67	1239.97	4.20	25.10	0.96
	130	100	100.9	1237.15	1238.91	5.45	19.07	1.47
	120	100	100.9	1236.21	1238.05	5.77	18.25	1.53
	110	100	100.9	1235.15	1236.83	6.33	16.46	1.83
	100	100	100.9	1234.48	1236.02	5.80	17.86	1.73
	90	100	100.9	1233.68	1234.77	5.92	17.46	2.03
	80	100	100.9	1232.42	1233.88	5.35	19.31	1.64
	70	100	100.9	1231.34	1233.27	5.19	20.72	1.36
	60	100	100.9	1230.26	1232.30	5.75	18.52	1.51
	50	100	100.9	1229.55	1231.05	6.34	16.80	1.91
	40	100	100.9	1228.86	1229.68	5.91	17.25	2.26
	30	100	100.9	1228.27	1229.45	3.88	26.50	1.28
	20	100	100.9	1227.80	1229.16	3.40	30.20	1.01
	10	100	100.9	1227.42	1228.86	3.44	29.62	1.00
	0	100	100.9	1227.04	1228.38	3.77	27.11	1.12

Tabla N° 4.11.- Características hidráulicas del flujo en las secciones transversales para un TR=500 años

Tramo	Estación	TR años	Caudal m ³ /s	Fondo de cauce msnm	Nivel de agua msnm	Velocidad media m/s	Área de la sección m ²	Número de Froude
Alineamiento del Río Gramalote	520	500	124.7	1271.20	1273.07	7.53	19.68	1.79
	510	500	124.7	1270.19	1271.92	7.40	18.45	1.89
	500	500	124.7	1269.15	1270.63	7.52	17.77	2.04
	490	500	124.7	1268.06	1269.55	7.29	18.33	1.99
	480	500	124.7	1267.24	1269.04	6.41	20.74	1.58
	470	500	124.7	1266.31	1268.61	5.94	22.58	1.40
	460	500	124.7	1265.03	1266.77	7.20	17.32	1.97
	450	500	124.7	1264.05	1265.87	6.70	18.74	1.76
	440	500	124.7	1263.00	1264.98	6.64	19.58	1.73
	430	500	124.7	1261.92	1263.62	7.13	18.35	1.86
	420	500	124.7	1260.44	1262.25	7.57	17.72	1.97

Tramo	Estación	TR años	Caudal m3/s	Fondo de cauce msnm	Nivel de agua msnm	Velocidad media m/s	Área de la sección m2	Número de Froude
	410	500	124.7	1259.08	1260.68	7.88	16.82	2.21
	400	500	124.7	1258.31	1260.21	6.66	20.28	1.72
	390	500	124.7	1257.91	1260.60	4.77	30.77	0.93
	380	500	124.7	1256.62	1258.70	7.24	19.51	1.68
	370	500	124.7	1255.41	1257.21	7.66	16.95	1.96
	360	500	124.7	1254.24	1256.33	7.37	17.54	1.78
	350	500	124.7	1253.15	1256.07	6.71	21.10	1.36
	340	500	124.7	1252.05	1254.29	8.61	17.75	1.97
	330	500	124.7	1250.92	1252.74	8.51	15.88	2.14
	320	500	124.7	1250.00	1253.09	6.40	22.97	1.26
	310	500	124.7	1249.76	1252.38	7.21	21.99	1.46
	300	500	124.7	1248.18	1250.77	8.22	18.57	1.70
	290	500	124.7	1246.78	1248.32	9.21	14.53	2.55
	280	500	124.7	1246.49	1247.73	7.28	18.58	2.17
	270	500	124.7	1246.02	1247.55	5.57	25.80	1.52
	260	500	124.7	1245.44	1247.43	4.56	33.26	1.08
	250	500	124.7	1244.77	1247.36	4.18	37.43	0.87
	240	500	124.7	1243.91	1246.04	6.00	23.42	1.36
	230	500	124.7	1242.88	1245.22	6.38	21.53	1.43
	220	500	124.7	1241.96	1243.86	7.13	18.38	1.83
	210	500	124.7	1241.43	1243.02	6.84	19.66	1.86
	200	500	124.7	1240.90	1242.56	6.02	22.41	1.53
	190	500	124.7	1240.44	1242.39	5.15	26.65	1.22
	185	500	124.7	1240.20	1242.58	4.41	32.21	0.95
	180		Puente					
	175	500	124.7	1239.41	1241.42	5.69	23.27	1.41
	170	500	124.7	1238.92	1240.78	6.08	20.95	1.59
	160	500	124.7	1238.00	1239.72	6.42	19.75	1.70
	150	500	124.7	1238.00	1240.41	4.42	30.31	0.97
	140	500	124.7	1237.67	1240.27	4.44	29.89	0.94
	130	500	124.7	1237.15	1239.13	5.81	22.30	1.46
	120	500	124.7	1236.21	1238.26	6.18	21.29	1.53
	110	500	124.7	1235.15	1237.02	6.77	19.07	1.84
	100	500	124.7	1234.48	1236.16	6.33	20.31	1.80
	90	500	124.7	1233.68	1234.88	6.42	20.05	2.08
	80	500	124.7	1232.42	1234.02	5.82	22.05	1.68
	70	500	124.7	1231.34	1233.46	5.60	24.12	1.38
	60	500	124.7	1230.26	1232.51	6.12	21.99	1.50
	50	500	124.7	1229.55	1231.21	6.79	19.67	1.91
	40	500	124.7	1228.86	1229.76	6.52	19.41	2.37
	30	500	124.7	1228.27	1229.53	4.42	28.92	1.40
	20	500	124.7	1227.80	1229.33	3.67	34.74	1.02
	10	500	124.7	1227.42	1229.05	3.68	34.38	0.99
	0	500	124.7	1227.04	1228.55	4.06	31.21	1.12

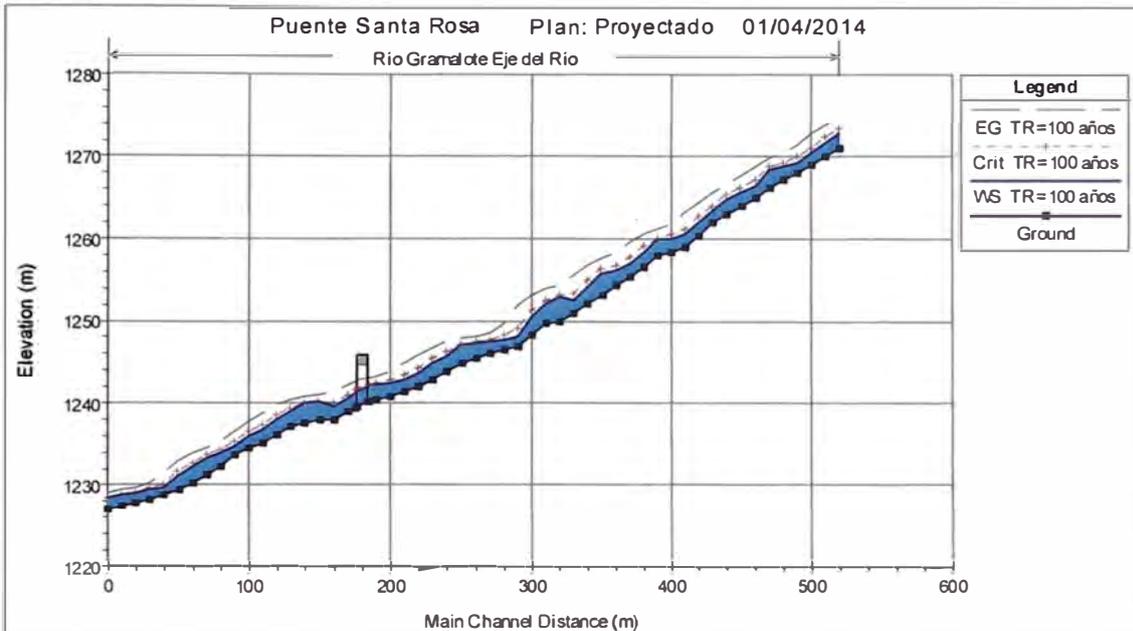


Figura N° 4.12.- Perfil de Flujo del Río Gramalote para un TR=100 años

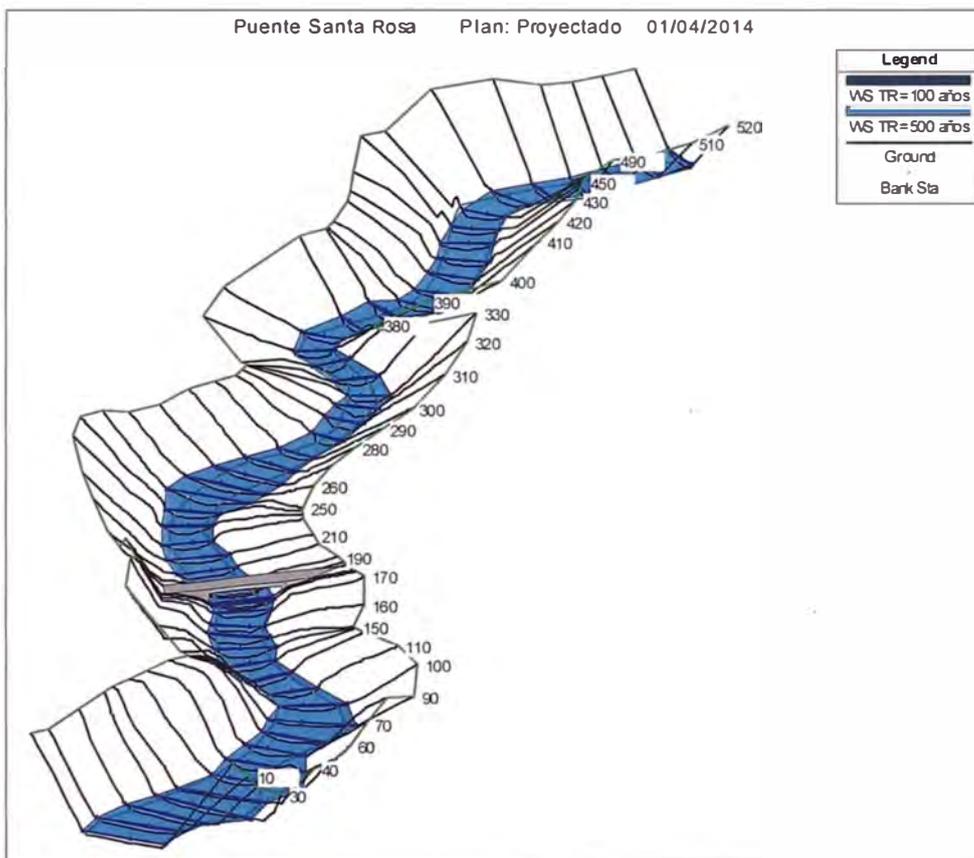


Figura N° 4.13.- Vista en 3D de la modelación en HEC-RAS en el tramo analizado

4.3.6 Determinación del gálibo o altura libre

El gálibo se define como el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente proyectado.

El objetivo del gálibo es dejar pasar las fluctuaciones del flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobreelevación del flujo, por efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, palizadas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente.

En nuestro país el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Vial recomienda lo siguiente:

- Cuando existe evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, palizada u otros objetos voluminosos, el gálibo mínimo asociado al nivel de aguas máximas deberá ser de 2.5 m.
- En caso que la corriente sea relativamente limpia se considera un galibo de 2.0 m por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.

Bajo un criterio conservador, se establece el gálibo del puente de 2.50 m.

Tabla N° 4.12.- Nivel de la base del Puente Santa Rosa de Jaipe

Tiempo de retorno (años)	Nivel máximo de superficie del agua (msnm)	Gálibo (m)	Nivel inferior del Puente (msnm)
100	1241.41	2.50	1243.91

Se concluye de la tabla anterior que el nivel de fondo de la base del puente Santa Rosa de Jaipe está en la cota 1243.91 msnm.

4.3.7 Determinación de la socavación

Socavación General

La socavación general será calculada mediante la aplicación del método de LISCHTVAN LEVEDIEV en la sección del puente que corresponde a la progresiva 0+180.00.

Los cálculos se basan en la avenida con un periodo de retorno de 500 años. En consecuencia se hicieron los cálculos para la descarga de 124.7 m³/s.

Para ello se usan las siguientes fórmulas, para suelos granulares:

$$H_s = \left[\frac{\alpha * (H_0)^{5/3}}{0.68 * d_m^{0.28} * \beta} \right]^{1/(1+x)} \dots \dots \dots (1)$$

$$\alpha = \left[\frac{Q}{\mu * Be * y_m^{5/3}} \right] \dots \dots \dots (2)$$

Donde:

Se tiene un tirante medio y_m de 1.42 m y un ancho superficial o ancho efectivo de la sección Be de 17.12 m, ver Tabla N° 4.9.

Coeficiente μ que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de un puente, μ igual a 0.93, ver Tabla N° 3.4.

Remplazando en la ecuación tenemos:

$$\alpha = \frac{124.7}{0.93 * 17.12 * 1.42^{5/3}} = 4.38$$

Luego:

H_s , es la profundidad después de producirse la socavación del fondo, se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado.

El tirante máximo H_0 , es de 2.06 m, ver Tabla N° 4.9. El diámetro medio d_m , de la granulometría del material de fondo es 30 mm, ver Anexo 3.

El coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno con que se presenta el gasto de diseño es $\beta = 1.05$, ver Tabla N° 3.2.

El exponente variable X para suelos no cohesivos que depende del diámetro medio d_m , es de 0.307, ver Tabla N°3.3.

Remplazando valores en la ecuación:

$$H_s = \left[\frac{4.08 * (2.06)^{5/3}}{0.68 * 30^{0.28} * 1.05} \right]^{1/(1+0.307)} = 4.87 \text{ m}$$

La profundidad de socavación es:

$$H_g = H_s - H_0 = 2.81 \text{ m}$$

El cálculo para la socavación general en la sección del puente para los periodos de retorno de 100 y 500 años se encuentra en el Anexo 4.

Los cálculos se resumen en la siguiente tabla.

Tabla N° 4.13.- Resumen de parámetros utilizados y resultados del cálculo de la socavación general

Descripción del Parámetro		Unidad	Tr= 500 años
Q	Caudal de diseño	m ³ /s	124.70
Be	Ancho efectivo	m	17.12
y _m	Tirante medio	m	1.42
V	Velocidad Media	m/s	5.48
μ	Contracción		0.93
A	Area de flujo	m ²	24.25
H ₀	Tirante máximo		2.06
	Tipo de suelo	Suelo no cohesivo	
dm	Diámetro medio	mm	30.00
x	Exponente variable depende de dm		0.307
α	Coefficiente Alfa		4.38
β	Coefficiente Beta depende del Tr		1.05
H _s	Nivel de agua - Nivel de fondo erosionado	m	4.87
H _g	Profundidad de Socavación	m	2.81

Socavación Local

Con la finalidad de calcular la socavación local al pie de los estribos se ha utilizado la metodología propuesta por Artamonov cuya formulación resumida se presenta a continuación:

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

Donde:

- H_T : Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.
- K_θ : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente, ver Tabla N° 3.5.

La ubicación del Puente Santa Rosa de Jaipe es perpendicular con el eje del río Gramalote según el Tabla N° 3.5 se obtiene un valor por factor de corrección de ángulo de ataque igual a $K_\theta = 1.00$

- K_Q : Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal, ver Tabla N° 3.6.

El resultado del modelamiento para el escenario sin puente, determina que el caudal interceptado por los estribos es igual a cero, para un periodo de

retorno de 500 años, por tanto se ha considerado un coeficiente por factor de gasto $K_Q = 2.0$

- K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, ver Tabla N° 3.7.

Los taludes de los estribos son rectos, por lo tanto para un valor de talud $m = 0$, se tiene un coeficiente de corrección por talud de $K_m = 1.0$

h : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

Tabla N° 4.14.- Resumen de parámetros utilizados y resultados del cálculo de la socavación local

Estribo	Factor K_q	Factor K_Q	Factor K_m	Tirante h (m)	Profundidad H_r (m)	Socavación Local H_L (m)
E1	1.0	2.0	1.0	0.0	0.0	0.0
E2	1.0	2.0	1.0	0.0	0.0	0.0

Como no hay contacto del agua con los estribos del puente no existe influencia socavación local para el diseño del puente.

Socavación en la curva

La ubicación del Puente Santa Rosa de Jaípe se encuentra en un tramo en donde el río presenta una curva la cual se ha determinado su radio con fines de cálculo se la socavación en la misma.

Del plano de ubicación en planta se tiene un radio de curvatura de 64 m, siendo la curva interna en el estribo E1 y la curva externa en el estribo E2 y un ancho de superficie libre en la sección del río de 17.12 m para un periodo de retorno de $T_r = 500$ años, además de tirante $y_m = 2.06$ m, con los cuales se tiene la siguiente relación:

$$\frac{r}{B} = \frac{64 \text{ m}}{17.12 \text{ m}} = 3.72$$

Clasificando la dicha curva en curva forzada.

Con esta relación y usando y de la Tabla N° 3.9 se tiene:

$$\frac{y'}{y_m} = 2.30$$

Entonces se tiene un tirante hasta el nivel de socavación de $y' = 4.75 \text{ m}$.

Por lo tanto la socavación en la curva será:

$$H_c = y' - y_m = 4.75 \text{ m} - 2.06 \text{ m}$$

$$H_c = 2.69 \text{ m}$$

Socavación Total

La socavación total en un curso de agua se determina sumando a la socavación general la socavación local. La socavación total permite definir el nivel de cimentación de los estribos que serán colocados como parte de la estructura del puente.

Tabla N° 4.15.- Profundidad de Socavación Total

Tipo de Socavación	Socavación Total (m) Tr = 500 años			
	Caudal (m ³ /s)	Estribo E1 (m)	Canal Central (m)	Estribo E2 (m)
Lischtvan Levediev (Socavación General)	124.70	0.00	2.81	0.00
Artamonov (Socavación Local)		0.00	0.00	0.00
Socavación en Curva		0.00	0.00	2.69
Socavación Total		0.00	2.81	2.69

Con la socavación total calculada obtenemos el nivel de cimentación de los estribos del puente, los cuales se encuentran en la cota: 1 236.76 m.s.n.m.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Para realizar el análisis de datos hidrológicos (precipitaciones máximas en 24 horas) se han adquirido los datos de la estación MOYOBAMBA debido a que cuenta con un gran número de años de registro no existiendo otra estación más cercana con la cantidad de datos necesarios.
- Para el cálculo del tiempo de concentración, se consideró la aplicación del Hidrograma unitario adimensional SCS que es aplicado a cuencas medianas entre 3 km² y 50 km². Las expresiones de tiempo de concentración analizadas fueron:

Kirpich	$t_c = 0,01947 L^{0,77} S^{-0,385}$
US Corps of Engineers	$t_c = 60 * 0,30 (L/1000)^{0,76} S^{-0,19}$
Bransby-Williams	$t_c = 0,015 L A^{-0,1} S^{-0,2}$
USDA - SCS	$t_c = 0,0136 (L^{0,8} (1000/CN-9)^{0,7}) / (S^{0,5})$

Como se observa en las dos primeras, el tiempo de concentración depende de la longitud y la pendiente del cauce. Bransby y Williams, realizan unos ajustes a las expresiones anteriores e introducen el área a fin de mejorar los resultados.

El llamado método USDA–SCS, Indicado en el manual de Hidrología de Natural Resources Conservation Service (NRCS) además de la longitud y pendiente del cauce considera el Número de escurrentía hidrológica (Número de Curva) CN, que se obtiene a partir de la información del grupo hidrológico del suelo y del tipo de cobertura de la cuenca.

Por esta razón se sustenta la aplicabilidad del método y los resultados se muestran en el cuadro 11 del Anexo 2.

- Se verificó para la serie histórica de P_{máx24} anuales el mejor ajuste de distribución, para ello se usó la prueba Kolmogorov – Smirnov y se obtuvo que la distribución de mejor ajuste es la NORMAL.
- Para obtener la precipitación máxima en 24 horas la Organización Meteorológica Mundial (OMM) recomienda un coeficiente de corrección para datos de estaciones que se registran una vez al día de 1,13.
- Se ha obtenido mediante el método de Cowan el coeficiente de rugosidad de Manning estimado el cual es de 0.063 en las márgenes del río y de 0.058 en el cauce del mismo, asimismo estos resultados se han comparado con los

valores presentados por Chow que establece para las características del cauce un rango de valores de n que van de 0.040 a 0.070, por lo cual queda verificado el cálculo presentado.

- Los periodos de retorno utilizados para el análisis del puente sobre el río Gramalote corresponde a un periodo de retorno de 100 años para el análisis de niveles y 500 años para el análisis de socavación (en base al Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC).
- El modelamiento hidrológico se realizó mediante el uso del programa HEC-HMS, el cual está diseñado para simular el proceso de precipitación escorrentía, obteniendo los caudales de 100.9 m³/s y 124.7 m³/s para periodos de retorno de 100 y 500 años.
- El modelamiento hidráulico del río Gramalote se realizó mediante el uso del programa HEC-RAS calculándose los perfiles de flujo para los diferentes caudales de diseño.
- La luz del puente propuesto será de 20 metros permitiendo esta longitud que discurra con normalidad el flujo habitual evitando el estrechamiento del cauce natural por la presencia de terraplenes de acceso.
- Para el cálculo de la socavación en el cauce se ha empleado el método de Lischtván Levediev el cual es el más usado en el Perú para el cálculo de socavación general incluyendo el efecto de contracción en el puente. Debido a que considera en el desarrollo del método la forma del cauce, ya que puede aplicarse para cauces definidos o no. Otro aspecto importante en el método es que toma en cuenta la textura del material de fondo, para este caso consideramos la formulación para suelos granulares.
- De los resultados obtenidos se observa que la socavación local no tiene influencia en el diseño del puente ya que los estribos se encuentran fuera del alcance del cauce.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se debe contar con la mayor cantidad de datos hidrometeorológicos, esto a fin a definir de una mejor manera el parámetro de precipitación. El cual es el input de entrada para el cálculo del caudal.
- No siempre se conoce la cantidad de mediciones que han sido realizadas para la elaboración de la información del SENHAMI, debido a esto se

recomienda usar factores de corrección como las recomendadas por la Organización Meteorológica Mundial.

- A veces no es posible contar con el mapa de uso de suelos y mapa de cobertura vegetal ya que no existe la información (como en el presente Informe), haciendo uso de tablas generales. Se recomienda el uso de estos mapas, ya que son específicos de la zona de estudio, para definir de una manera más exacta el Número de Curva.
- Es recomendable e importante la toma de registro de los niveles que el agua alcanzara en la zona del puente, con el fin de caracterizar mejor el comportamiento hidrológico del río Gramalote.
- Debido a la socavación diferencial por el efecto de la curva podría producirse un desplazamiento de la orilla izquierda logrando afectar al estribo izquierdo E2 a largo plazo, por lo que se recomienda inspecciones frecuentes para observar el comportamiento y poder tomar las medidas preventivas y correctivas pertinentes.

BIBLIOGRAFÍA

- Aparicio Mijares Francisco J., Fundamentos de Hidrología de Superficie, LIMUSA, México, 2003.
- Adolfo Guitelman, Erosión y Socavación, Argentina, 1999.
- Chow Ven Te, Hidráulica de Canales Abiertos, McGraw-Hill Interamericana, S.A., Colombia, 1994.
- Chow Ven Te, et. al., Hidrología aplicada, McGraw-Hill Interamericana S.A., Colombia, 1994.
- Convenio IILA-SENAMHI-UNI, Estudio de la Hidrología del Perú, 1983.
- Díaz Arias José M., "Factores Hidráulicos para el Diseño de Puentes", Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil UNI-FIC, Perú, 2000.
- Federal Highway Administration, Hydraulic Engineering Circular N° 20 "Stream Stability at Highway Structures" U.S.A., Abril 2012.
- Martín Vide Juan P., Ingeniería Fluvial, Edicions UPC, España, 2003.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Manual de Diseño de Carreteras de Bajo Volumen de Transito, Perú, 2003.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Manual de Diseño de Puentes, Perú, 2003.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje Vial, Perú, 2011.
- Organización Meteorológica Mundial, Guía de Practicas Hidrológicas, 1994.
- River Engineering for Highway Encroachments, "Highways in the River Environment" U.S.A., Diciembre 2001.
- Rocha Felices Arturo, Hidráulica de Tuberías y Canales, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú, 2007.
- Rocha Felices Arturo, Introducción a la Hidráulica Fluvial, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú, 1998.
- U.S.D.A. Natural Resources Conservation Service, "National Engineering Handbook. Chapter 9: Hydrologic Soil-Cover Complexes", USDA, USA, 2010.
- U.S.D.A. Natural Resources Conservation Service, "National Engineering Handbook. Chapter 15: Time of Concentration", USDA, USA, 2010.
- Villón Bejar Máximo, HEC – HMS Ejemplos, Ediciones Villón, Perú, 2011.
- Villón Bejar Máximo, HEC – RAS Ejemplos, Ediciones Villón, Perú, 2011.

ANEXOS

ANEXO 1:
INFORMACIÓN HISTÓRICA

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA



ESTACION: MONTEBAMBA - MISTRE DRE-#
 PARAMETRO: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

COTIZ: 1447
 ALT: 500 m s.n.m.

DPTO: SAN MARTIN
 PROV: MONTEBAMBA
 DIST: MONTEBAMBA

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1976	28.2	40.4	30.9	15.8	32.5	30.2	29.0	17.0	21.8	34.5	39.8	26.4
1976	60.8	17.4	29.0	24.4	24.0	20.4	15.0	16.4	24.3	28.0	38.5	35.5
1977	13.6	39.4	24.8	18.5	17.5	13.8	7.8	15.0	18.0	65.2	9.6	20.3
1978	10.4	18.4	31.4	20.2	18.2	2.4	15.8	27.0	17.8	46.8	36.0	48.0
1979	28.7	24.4	18.8	18.2	29.6	12.8	36.4	8.0	26.7	74.1	36.4	36.2
1980	38.8	41.8	24.7	40.8	2.2	18.0	12.4	6.5	11.5	27.0	14.4	18.2
1981	8.4	16.6	43.7	9.4	3.2	2.0	10.1	7.0	9.5	6.2	6.2	8.6
1982	9.6	5.1	43.0	0.2	1.8	1.0	15.4	9.7	7.4	7.0	6.8	7.7
1983	1.5	30.2	5.2	8.4	4.7	8.1	6.0	3.0	7.4	30.6	26.0	25.1
1984	8.4	6.5	8.4	6.4	6.5	9.5	1.6	8.8	4.9	24.8	38.6	24.4
1985	26.5	23.2	30.0	23.8	30.0	8.7	26.4	34.9	37.5	22.4	16.8	24.5
1986	5.7	33.6	28.3	39.0	30.4	5.4	18.0	26.8	15.4	14.3	76.3	25.1
1987	33.4	39.2	70.2	32.8	10.2	4.5	18.2	29.2	22.0	69.0	27.9	14.8
1988	28.6	38.6	28.8	24.0	14.2	4.8	8.4	55.0	35.5	41.0	28.4	36.0
1989	3.0	28.4	28.0	34.0	13.5	13.5	6.4	10.6	25.0	70.6	23.8	4.1
1990	2.0	65.4	19.2	21.0	42.2	25.0	31.5	31.1	32.6	40.6	37.2	35.8
1991	3.0	33.4	44.3	40.8	15.1	40.0	10.0	42.1	30.6	22.6	26.2	17.1
1992	13.0	28.4	25.4	10.4	7.0	34.0	23.7	11.3	27.4	39.5	36.0	36.0

1 - San Juan

SENAMHI - SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA DEL PERU
 OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA
 LIMA - PERU

SENAMHI



OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

ESTACION MOYOBAMBA (000376) DRE 139
 PARAMETRO PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)
 LONG. 76° 56' "W"
 LAT. 06° 00' "S"
 ALT. 809 msnm
 DPTO. SAN MARTIN
 PROV. MOYOBAMBA
 INST. MOYOBAMBA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC
1993	30.7	35.5	35.3	30.3	17.0	13.9	8.4	19.4	27.8	38.6	34.4	57.6
1994	30.7	30.0	32.1	35.0	17.2	20.3	22.5	15.8	20.2	30.8	48.2	43.9
1995	25.0	14.0	37.9	20.5	12.1	26.0	9.3	13.8	45.4	18.3	15.6	37.0
1996	38.8	49.5	19.7	20.5	45.0	35.0	5.8	22.3	24.1	35.5	77.0	47.6
1997	33.4	40.5	17.2	16.1	32.2	10.5	18.5	22.4	25.1	31.0	54.2	48.1
1998	45.4	20.0	35.0	34.4	75.8	15.3	9.7	14.6	21.2	59.9	13.2	20.1
1999	51.0	35.2	29.4	17.8	66.1	35.5	12.8	31.2	10.7	35.0	77.7	26.4
2000	30.9	49.7	27.6	47.2	10.4	8.4	22.2	23.4	35.9	30.2	12.4	46.5
2001	25.9	57.0	33.0	47.2	31.1	19.1	15.0	56.0	17.4	51.5	27.3	40.6
2002	16.2	19.5	36.1	31.8	18.5	15.4	56.4	5.1	7.5	12.5	51.7	28.9
2003	39.0	30.0	31.4	5.9	93.9	26.1	12.1	20.2	39.9	41.5	25.3	62.5
2004	13.0	47.6	15.1	16.1	57.5	9.1	13.5	14.8	39.3	23.7	75.3	19.3
2005	27.1	50.0	21.3	36.5	17.4	14.2	10.1	6.5	22.8	30.5	52.8	56.1

S.D. - San Diego



INFORMACIÓN REFERENCIAL PARA PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SANTA ROSA DE JAIPA - MOYOBAMBA
 OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMATICA

ANEXO 2:
ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN

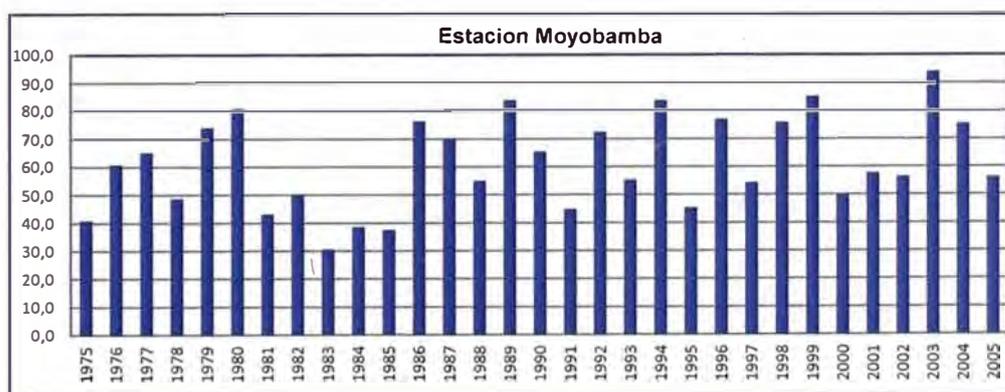
Cuadro 1: REGISTRO HISTÓRICO
ESTACIÓN MOYOBAMBA

Estación : MOYOBAMBA/000378/DRE-09 Longitud 76°58' "W"
Parámetro : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm) Latitud : 06°00' "S"
Altitud : 860 m.s.n.m. Dpto. SAN MARTIN
Prov. MOYOBAMBA
Dist. MOYOBAMBA

ANO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MAXIMO
1975	29,2	40,9	30,9	13,8	32,5	30,2	29,0	12,0	21,8	34,5	39,8	26,4	40,9
1976	60,8	17,4	29,0	24,4	24,0	20,4	15,0	15,4	24,3	28,6	38,5	35,5	60,8
1977	20,6	39,4	24,8	13,5	13,5	13,8	7,8	10,0	18,0	65,2	9,8	20,3	65,2
1978	17,4	18,3	31,4	20,2	18,2	2,4	15,6	27,0	17,8	46,8	38,0	48,6	48,6
1979	25,7	24,4	18,8	15,2	20,6	12,8	36,4	8,5	28,7	74,1	38,4	38,2	74,1
1980	80,8	41,6	24,7	46,8	7,3	15,2	13,4	8,5	11,8	27,0	14,4	18,2	80,8
1981	18,4	16,6	43,1	9,8	8,2	9,6	10,0	7,0	9,5	6,8	6,2	8,6	43,1
1982	9,6	5,1	49,8	6,2	5,6	10,0	10,4	9,7	7,4	7,6	6,8	7,7	49,8
1983	5,8	30,2	8,2	5,4	4,8	5,1	6,0	3,2	7,4	30,6	26,0	25,2	30,6
1984	8,4	6,5	9,4	6,4	6,7	9,0	2,8	8,8	4,9	24,8	38,6	24,2	38,6
1985	20,5	20,2	30,6	23,8	30,6	8,7	28,4	34,9	37,5	22,4	16,8	24,6	37,5
1986	6,7	30,6	29,3	39,0	36,4	5,4	18,8	26,8	15,4	14,3	76,3	23,2	76,3
1987	30,4	39,2	70,2	32,6	10,2	4,5	18,8	29,2	22,0	69,0	27,9	14,5	70,2
1988	20,6	38,6	26,8	24,0	14,2	2,8	8,4	55,0	38,5	41,0	28,4	36,0	55,0
1989	30,4	28,4	28,9	34,0	23,5	13,5	6,4	10,8	23,0	70,8	83,8	4,1	83,8
1990	23,9	65,4	19,2	21,1	42,2	25,0	31,5	31,1	32,5	40,6	37,2	35,8	65,4
1991	22,8	33,4	44,8	40,8	19,1	40,6	10,0	42,1	30,6	22,8	26,2	17,1	44,8
1992	20,7	23,0	72,4	29,4	10,9	8,1	44,6	23,7	11,3	27,4	39,5	36,0	72,4
1993	30,6	38,5	55,3	30,3	17,8	13,9	8,4	19,4	27,8	38,6	34,4	52,6	55,3
1994	30,7	30,0	33,1	83,6	17,2	20,3	22,5	15,8	20,2	30,8	48,2	43,9	83,6
1995	25,6	14,0	33,9	20,5	12,1	28,0	9,3	13,8	45,4	18,3	15,6	37,0	45,4
1996	38,8	49,5	19,7	20,8	45,0	23,0	5,8	22,3	24,1	35,5	77,0	47,6	77,0
1997	33,4	46,5	17,2	19,1	32,2	16,5	18,8	22,4	25,1	31,0	54,2	48,1	54,2
1998	45,4	20,0	35,0	34,4	75,8	15,3	9,7	14,6	24,3	59,9	13,2	20,1	75,8
1999	51,0	35,2	29,4	17,8	66,1	28,5	12,8	31,3	10,7	85,0	77,7	26,4	85,0
2000	38,9	49,7	27,6	47,2	10,4	9,4	22,2	23,4	35,9	30,2	12,4	46,5	49,7
2001	25,9	57,6	33,0	47,2	31,1	19,1	15,0	56,0	37,4	51,5	27,3	40,6	57,6
2002	18,2	19,3	56,1	31,8	18,5	18,4	56,4	6,1	7,5	12,5	51,7	28,5	56,4
2003	39,6	36,0	31,4	5,9	93,9	26,2	12,1	20,2	39,9	41,5	25,3	62,5	93,9
2004	13,0	47,6	15,1	16,1	57,5	9,1	13,5	14,8	39,3	23,7	75,3	19,3	75,3
2005	27,1	50,0	21,0	38,6	17,4	14,2	16,1	6,5	22,8	30,8	52,8	56,1	56,1
PROMEDIO	28,1	32,7	32,3	26,4	26,6	15,5	17,3	20,3	23,3	36,9	37,3	31,4	61,4
DES. EST.	15,9	14,7	15,5	16,4	21,7	9,1	12,1	13,4	11,3	20,0	22,5	14,9	16,5
MAXIMO	80,8	65,4	72,4	83,6	93,9	40,6	56,4	56,0	45,4	85,0	83,8	62,5	93,9
MINIMO	5,8	5,1	8,2	5,4	4,8	2,4	2,8	3,2	4,9	6,8	6,2	4,1	30,6
Nº Datos	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31

FUENTE: SENAMHI.

Histograma Histórico



REGISTRO HISTÓRICO
Cuadro 2: DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS
ESTACIÓN MOYOBAMBA

Nº	AÑO	ORDEN	P24	log(P24)
1	1975	28	40,9	1,6117
2	1976	15	60,8	1,7839
3	1977	14	65,2	1,8142
4	1978	24	48,6	1,6866
5	1979	10	74,1	1,8698
6	1980	5	80,8	1,9074
7	1981	27	43,1	1,6345
8	1982	22	49,8	1,6972
9	1983	31	30,6	1,4857
10	1984	29	38,6	1,5866
11	1985	30	37,5	1,5740
12	1986	7	76,3	1,8825
13	1987	12	70,2	1,8463
14	1988	20	55	1,7404
15	1989	3	83,8	1,9232
16	1990	13	65,4	1,8156
17	1991	26	44,8	1,6513
18	1992	11	72,4	1,8597
19	1993	19	55,3	1,7427
20	1994	4	83,6	1,9222
21	1995	25	45,4	1,6571
22	1996	6	77	1,8865
23	1997	21	54,2	1,7340
24	1998	8	75,8	1,8797
25	1999	2	85	1,9294
26	2000	23	49,7	1,6964
27	2001	16	57,6	1,7604
28	2002	17	56,4	1,7513
29	2003	1	93,9	1,9727
30	2004	9	75,3	1,8768
31	2005	18	56,1	1,7490

Mínimo valor histórico registrado

Máximo valor histórico registrado

	P24	Log (P24)
Número de datos n	31	31
Suma Σ	1903,2	54,9289
Máximo	93,9	1,9727
Mínimo	30,6	1,4857
Promedio \bar{x}	61,4	1,7719
Desviación estándar s	16,5327	0,1231
Coficiente asimetría Cs	0,0748	-0,3886
Cs/6 k	0,0125	-0,0648

PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resources Council)

$$n = 31$$

$$K_n = 2,577^*$$

K_n: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia: 10%)

Umbral de datos dudosos altos (x_H : unid. logarítmicas)

$$x_H = \bar{x} + K_n \cdot s \quad x_H = 2,0890$$

Precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{x_H} \quad PH = 122,7 \text{ mm}$$

Umbral de datos dudosos bajos (x_L : unid. logarítmicas)

$$x_L = \bar{x} - K_n \cdot s \quad x_L = 1,4547983$$

Precipitación mínima aceptada

$$PL = 10^{x_L} \quad PL = 28,5 \text{ mm}$$

Nota: Se observa que todos los valores 'P24' están dentro de los límites PH y PL, es decir se encuentran entre 28,5 y 122,7 mm. No existen datos dudosos.



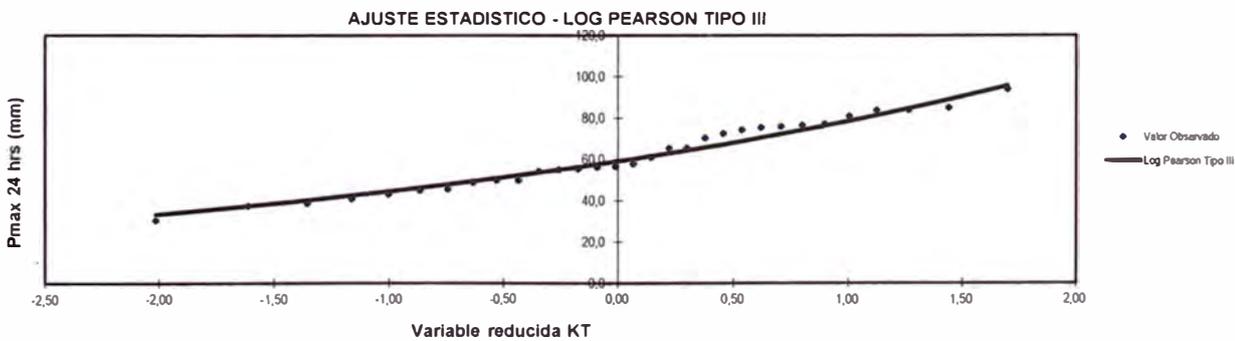
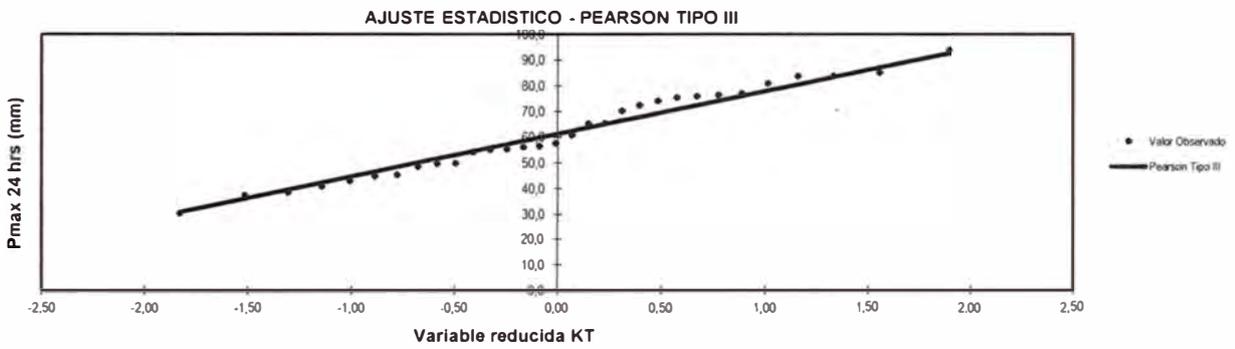
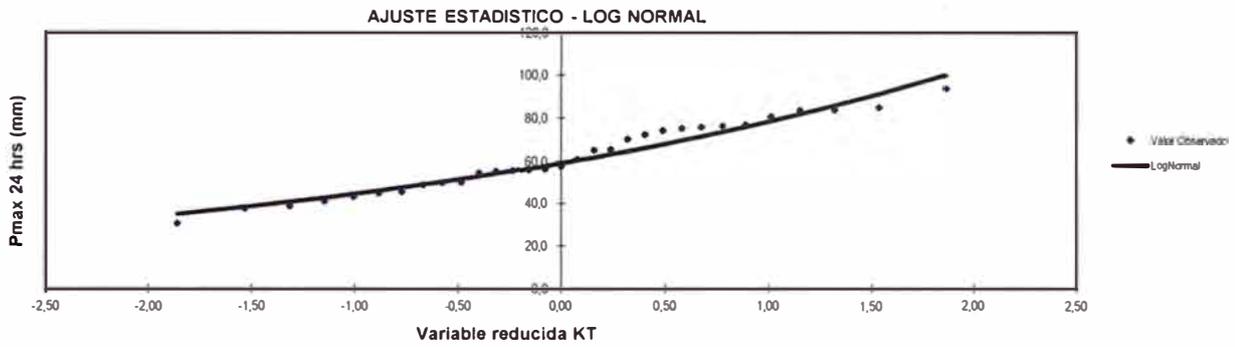
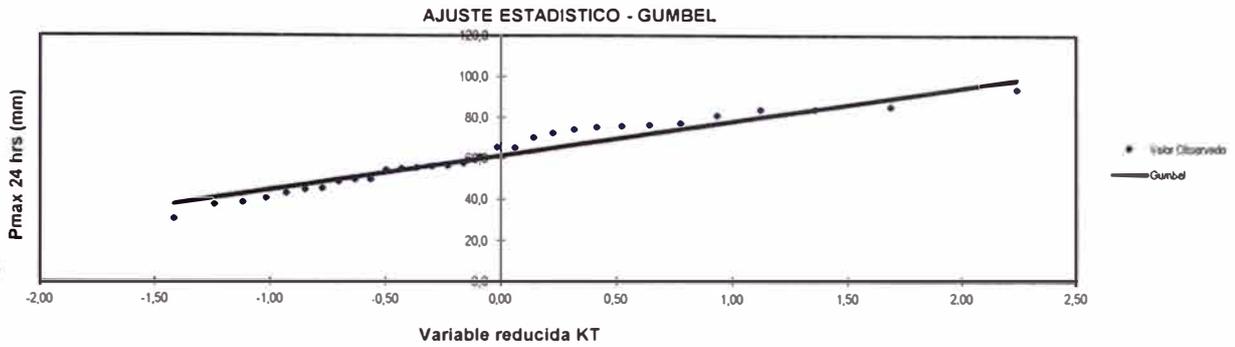
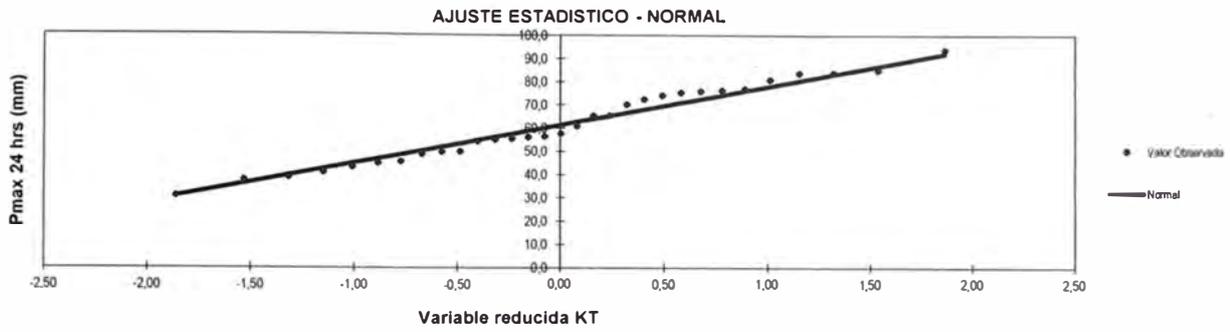
* Referencia: Tabla 12.5.3 - Hidrología Aplicada, Ven Te Chow

Cuadro 3: PRUEBA DE LA BONDAD DEL AJUSTE - GRÁFICA DE PROBABILIDADES

	P24	log(P24)
Numero de datos: n	31	
Promedio: x	61,39	1,77
Desviación estándar: s	16,53	0,12
Coficiente asimetría: Cs	0,07	-0,39
Cs/6: k	0,01	-0,06

ESTACIÓN MOYOBAMBA														
N	T	P(X≤t)	VALOR OBSERVADO		NORMAL		GUMBEL		LOGNORMAL		PEARSON III		LOGPEARSON III	
			P24	log(P24)	K _T	ESPERADO								
1	32,00	3,13%	93,9	1,9727	1,8627	92,2	2,2398	98,4	1,8627	100,3	1,8933	92,7	1,6969	95,7
2	16,00	6,25%	85,0	1,9294	1,5341	86,8	1,6867	89,3	1,5341	91,3	1,5507	87,0	1,4390	88,9
3	10,67	9,38%	83,8	1,9232	1,3180	83,2	1,3575	83,8	1,3180	85,9	1,3269	83,3	1,2626	84,6
4	8,00	12,50%	83,6	1,9222	1,1503	80,4	1,1198	79,9	1,1503	81,9	1,1541	80,5	1,1220	81,3
5	6,40	15,63%	80,8	1,9074	1,0100	78,1	0,9320	76,8	1,0100	78,7	1,0100	78,1	1,0017	78,6
6	5,33	18,75%	77,0	1,8865	0,8871	76,1	0,7756	74,2	0,8871	76,0	0,8843	76,0	0,8944	76,2
7	4,57	21,88%	76,3	1,8825	0,7764	74,2	0,6407	72,0	0,7764	73,7	0,7713	74,1	0,7962	74,1
8	4,00	25,00%	75,8	1,8797	0,6745	72,5	0,5214	70,0	0,6745	71,6	0,6675	72,4	0,7044	72,2
9	3,56	28,13%	75,3	1,8768	0,5791	71,0	0,4138	68,2	0,5791	69,7	0,5707	70,8	0,6174	70,4
10	3,20	31,25%	74,1	1,8698	0,4888	69,5	0,3153	66,6	0,4888	67,9	0,4791	69,3	0,5339	68,8
11	2,91	34,38%	72,4	1,8597	0,4023	68,0	0,2241	65,1	0,4023	66,3	0,3917	67,9	0,4530	67,2
12	2,67	37,50%	70,2	1,8463	0,3186	66,7	0,1386	63,7	0,3186	64,7	0,3073	66,5	0,3740	65,8
13	2,46	40,63%	65,4	1,8156	0,2372	65,3	0,0579	62,4	0,2372	63,3	0,2254	65,1	0,2961	64,3
14	2,29	43,75%	65,2	1,8142	0,1573	64,0	-0,0191	61,1	0,1573	61,8	0,1451	63,8	0,2189	62,9
15	2,13	46,88%	60,8	1,7839	0,0784	62,7	-0,0929	59,9	0,0784	60,5	0,0660	62,5	0,1418	61,6
16	2,00	50,00%	57,6	1,7604	0,0000	61,4	-0,1643	58,7	0,0000	59,1	-0,0125	61,2	0,0645	60,2
17	1,88	53,13%	56,4	1,7513	-0,0784	60,1	-0,2337	57,5	-0,0784	57,8	-0,0908	59,9	-0,0137	58,9
18	1,78	56,25%	56,1	1,7490	-0,1573	58,8	-0,3016	56,4	-0,1573	56,6	-0,1694	58,6	-0,0931	57,6
19	1,68	59,38%	55,3	1,7427	-0,2372	57,5	-0,3686	55,3	-0,2372	55,3	-0,2489	57,3	-0,1744	56,3
20	1,60	62,50%	55,0	1,7404	-0,3186	56,1	-0,4349	54,2	-0,3186	54,0	-0,3297	55,9	-0,2581	55,0
21	1,52	65,63%	54,2	1,7340	-0,4023	54,7	-0,5012	53,1	-0,4023	52,8	-0,4126	54,6	-0,3449	53,6
22	1,45	68,75%	49,8	1,6972	-0,4888	53,3	-0,5679	52,0	-0,4888	51,5	-0,4981	53,2	-0,4358	52,3
23	1,39	71,88%	49,7	1,6964	-0,5791	51,8	-0,6355	50,9	-0,5791	50,2	-0,5872	51,7	-0,5317	50,9
24	1,33	75,00%	48,6	1,6866	-0,6745	50,2	-0,7047	49,7	-0,6745	48,9	-0,6811	50,1	-0,6341	49,4
25	1,28	78,13%	45,4	1,6571	-0,7764	48,6	-0,7764	48,6	-0,7764	47,5	-0,7812	48,5	-0,7450	47,9
26	1,23	81,25%	44,8	1,6513	-0,8871	46,7	-0,8517	47,3	-0,8871	46,0	-0,8896	46,7	-0,8670	46,3
27	1,19	84,38%	43,1	1,6345	-1,0100	44,7	-0,9323	46,0	-1,0100	44,4	-1,0095	44,7	-1,0043	44,5
28	1,14	87,50%	40,9	1,6117	-1,1503	42,4	-1,0209	44,5	-1,1503	42,7	-1,1460	42,4	-1,1637	42,5
29	1,10	90,63%	38,6	1,5866	-1,3180	39,6	-1,1219	42,8	-1,3180	40,7	-1,3085	39,8	-1,3577	40,3
30	1,07	93,75%	37,5	1,5740	-1,5341	36,0	-1,2452	40,8	-1,5341	38,3	-1,5170	36,3	-1,6136	37,4
31	1,03	96,88%	30,6	1,4857	-1,8627	30,6	-1,4191	37,9	-1,8627	34,9	-1,8317	31,1	-2,0154	33,4

T: Período de retorno en años
P: Probabilidad de ocurrencia



CUADRO 4: PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV

ESTACIÓN MOYOBAMBA

m	x_m	$F_g(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	93,90	0,968750	0,97536206	0,00661	0,948615	0,02014	0,973305	0,00456	0,962222	0,00653	0,9559	0,01284
2	85,00	0,937500	0,92333512	0,01416	0,899748	0,03775	0,921504	0,01600	0,909692	0,02781	0,9140	0,02352
3	83,80	0,906250	0,91233656	0,00609	0,890639	0,01561	0,910713	0,00446	0,899455	0,00680	0,9060	0,00026
4	83,60	0,875000	0,91039435	0,03539	0,889052	0,01405	0,908810	0,03381	0,897663	0,02266	0,9046	0,02959
5	80,80	0,843750	0,87976756	0,03602	0,864609	0,02086	0,878873	0,03512	0,869755	0,02601	0,8829	0,03910
6	77,00	0,812500	0,82740941	0,01491	0,824138	0,01164	0,827826	0,01533	0,823563	0,01106	0,8459	0,03344
7	76,30	0,781250	0,81637513	0,03513	0,815678	0,03443	0,817070	0,03582	0,813906	0,03266	0,8381	0,05682
8	75,80	0,750000	0,80823042	0,05823	0,809434	0,05943	0,809128	0,05913	0,806785	0,05678	0,8322	0,08224
9	75,30	0,718750	0,79986822	0,08112	0,803019	0,08427	0,801223	0,08247	0,799476	0,08073	0,8262	0,10747
10	74,10	0,687500	0,7789248	0,09142	0,786913	0,09941	0,780643	0,09314	0,781167	0,09367	0,8110	0,12347
11	72,40	0,656250	0,74721141	0,09096	0,762337	0,10609	0,749539	0,09329	0,753272	0,09702	0,7874	0,13112
12	70,20	0,625000	0,70286905	0,07787	0,727388	0,10239	0,705766	0,08077	0,714233	0,08923	0,7531	0,12811
13	65,40	0,593750	0,59573996	0,00199	0,638690	0,04494	0,600411	0,00666	0,617342	0,02359	0,6627	0,06892
14	65,20	0,562500	0,59104674	0,02855	0,634633	0,07213	0,595741	0,03324	0,613019	0,05052	0,6584	0,09592
15	60,80	0,531250	0,48568042	0,04557	0,538856	0,00761	0,490532	0,04072	0,513241	0,01801	0,5555	0,02423
16	57,60	0,500000	0,40925651	0,09074	0,462843	0,03716	0,413521	0,08648	0,436949	0,06305	0,4707	0,02933
17	56,40	0,468750	0,38131019	0,08744	0,433457	0,03529	0,385239	0,08351	0,408368	0,06038	0,4373	0,03144
18	56,10	0,437500	0,37441311	0,06309	0,426064	0,01144	0,378247	0,05925	0,401189	0,03631	0,4289	0,00862
19	55,30	0,406250	0,35622169	0,05003	0,406291	0,00004	0,359434	0,04682	0,382093	0,02416	0,4062	0,00000
20	55,00	0,375000	0,34948084	0,02552	0,398862	0,02386	0,352560	0,02244	0,374901	0,00010	0,3977	0,02272
21	54,20	0,343750	0,33174073	0,01201	0,379038	0,03529	0,334447	0,00930	0,355629	0,01188	0,3749	0,03117
22	49,80	0,312500	0,24157303	0,07093	0,271983	0,04052	0,240595	0,07191	0,255860	0,05664	0,2515	0,06096
23	49,70	0,281250	0,23968998	0,04156	0,269634	0,01162	0,238635	0,04262	0,253698	0,02755	0,2489	0,03240
24	48,60	0,250000	0,21951414	0,03049	0,244182	0,00582	0,217679	0,03232	0,229803	0,02020	0,2199	0,03015
25	45,40	0,218750	0,16667418	0,05208	0,175331	0,04342	0,161952	0,05680	0,167227	0,05152	0,1435	0,07528
26	44,80	0,187500	0,15776564	0,02973	0,163478	0,02402	0,152503	0,03500	0,156425	0,03108	0,1308	0,05671
27	43,10	0,156250	0,13425289	0,02200	0,132041	0,02421	0,127465	0,02879	0,127654	0,02860	0,0982	0,05806
28	40,90	0,125000	0,10756537	0,01743	0,096507	0,02849	0,098889	0,02611	0,094482	0,03052	0,0637	0,06125
29	38,60	0,093750	0,08399383	0,00976	0,066035	0,02771	0,073562	0,02019	0,065253	0,02850	0,0372	0,05652
30	37,50	0,062500	0,07419612	0,01170	0,053915	0,00859	0,062972	0,00047	0,053348	0,00915	0,0278	0,03473
31	30,60	0,031250	0,03126001	0,00001	0,010017	0,02123	0,017963	0,01329	0,007002	0,02425	0,0022	0,02905
n	31		Δ_{\max}	0,09142			0,10609			0,09329		0,13112
α	0,05		$\Delta_{\text{crítico}} > \Delta_{\max}$	Si se ajusta			Si se ajusta			Si se ajusta		Si se ajusta
$\Delta_{\text{crítico}}$	0,23855		Mejor Ajuste	1			4			3		5

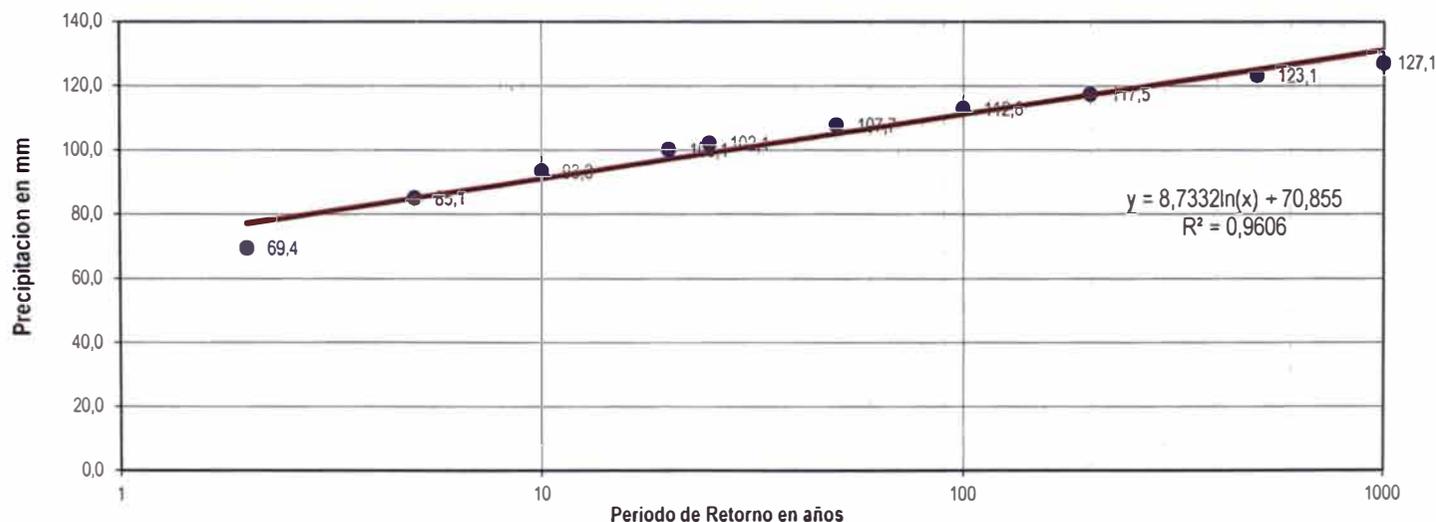
Cuadro 5: PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES EN 24 HORAS

ESTACIÓN MOYOBAMBA

Promedio : $x = 61,3935$ $y = 1,7719$ Coeficiente de corrección de Pmax por N° de lecturas (OMM)
 Desviación estándar : $s = 16,5327$ $sy = 0,1231$ $f(1 \text{ lecturas}) = 1,13$
 Cs/6 : $k = 0,0125$ $k = -0,0648$

T (años)	$P(X \leq x_T)$	DISTRIB. NORMAL		DISTRIB. GUMBELL		DISTRIB. LOGNORMAL			DISTRIB. PEARSON III		DISTRIB. LOG PEARSON III			P_{MAX} mm	P_{MAX} (corregida) mm
		K_T	x_T	K_T	x_T	K_T	x_T	10^{x_T}	K_T	x_T	K_T	X_t	10^{x_T}		
2	0,500	0,0000	61,4	-0,1643	58,7	0,00	1,7719	59,1	-0,0125	61,2	0,0645	1,7798	60,2	61,4	69,4
5	0,800	0,8416	75,3	0,7195	73,3	0,84	1,8755	75,1	0,8378	75,2	0,8542	1,8770	75,3	75,3	85,1
10	0,900	1,2816	82,6	1,3046	83,0	1,28	1,9296	85,0	1,2893	82,7	1,2323	1,9235	83,9	82,6	93,3
20	0,950	1,6449	88,6	1,8658	92,2	1,64	1,9743	94,3	1,6658	88,9	1,5273	1,9598	91,2	88,6	100,1
25	0,960	1,7507	90,3	2,0438	95,2	1,75	1,9873	97,1	1,7761	90,8	1,6104	1,9701	93,3	90,3	102,1
50	0,980	2,0537	95,3	2,5923	104,3	2,05	2,0246	105,8	2,0936	96,0	1,8412	1,9985	99,6	95,3	107,7
100	0,990	2,3263	99,9	3,1367	113,3	2,33	2,0582	114,3	2,3812	100,8	2,0400	2,0229	105,4	99,9	112,8
200	0,995	2,5758	104,0	3,6791	122,2	2,58	2,0889	122,7	2,6461	105,1	2,2148	2,0444	110,8	104,0	117,5
500	0,998	2,8782	109,0	4,3947	134,0	2,88	2,1261	133,7	2,9692	110,5	2,4177	2,0694	117,3	109,0	123,1
1000	0,999	3,0902	112,5	4,9355	143,0	3,09	2,1522	142,0	3,1973	114,3	2,5543	2,0862	122,0	112,5	127,1

PRECIPITACION MAXIMA ANUAL PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO



**Cuadro 6: PRECIPITACIÓN DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS
DICK PESCHKE
(mm)**

ESTACION: MOYOBAMBA										
DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0,17	10,00	20,03	24,57	26,94	28,90	29,47	31,10	32,57	33,92	35,55
0,33	20,00	23,82	29,21	32,04	34,37	35,04	36,99	38,74	40,34	42,27
0,50	30,00	26,36	32,33	35,45	38,03	38,78	40,93	42,87	44,64	46,78
0,67	40,00	28,32	34,74	38,10	40,87	41,67	43,99	46,06	47,97	50,27
0,83	50,00	29,95	36,73	40,28	43,21	44,07	46,51	48,71	50,72	53,16
1,00	60,00	31,34	38,45	42,16	45,23	46,12	48,68	50,98	53,08	55,64
1,50	90,00	34,69	42,55	46,66	50,05	51,04	53,87	56,42	58,75	61,57
2,00	120,00	37,27	45,72	50,14	53,78	54,85	57,89	60,62	63,13	66,16
4,00	240,00	44,33	54,37	59,62	63,96	65,22	68,84	72,10	75,07	78,68
6,00	360,00	49,06	60,17	65,98	70,78	72,18	76,19	79,79	83,08	87,08
7,00	420,00	50,98	62,54	68,58	73,57	75,02	79,18	82,92	86,35	90,50
8,00	480,00	52,71	64,66	70,91	76,06	77,56	81,87	85,74	89,28	93,57
10,00	600,00	55,74	68,37	74,97	80,43	82,01	86,56	90,66	94,40	98,94
11,00	660,00	57,08	70,02	76,78	82,37	83,99	88,65	92,84	96,68	101,32
12,00	720,00	58,34	71,56	78,47	84,18	85,84	90,60	94,88	98,80	103,55
24,00	1440,00	69,37	85,10	93,32	100,10	102,08	107,74	112,84	117,50	123,14

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuenta con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que permite calcular la lluvia máxima en función de la precipitación máxima en 24 horas de la siguiente manera:

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

Donde

P_d : Precipitación total en mm

d : Duración en minutos

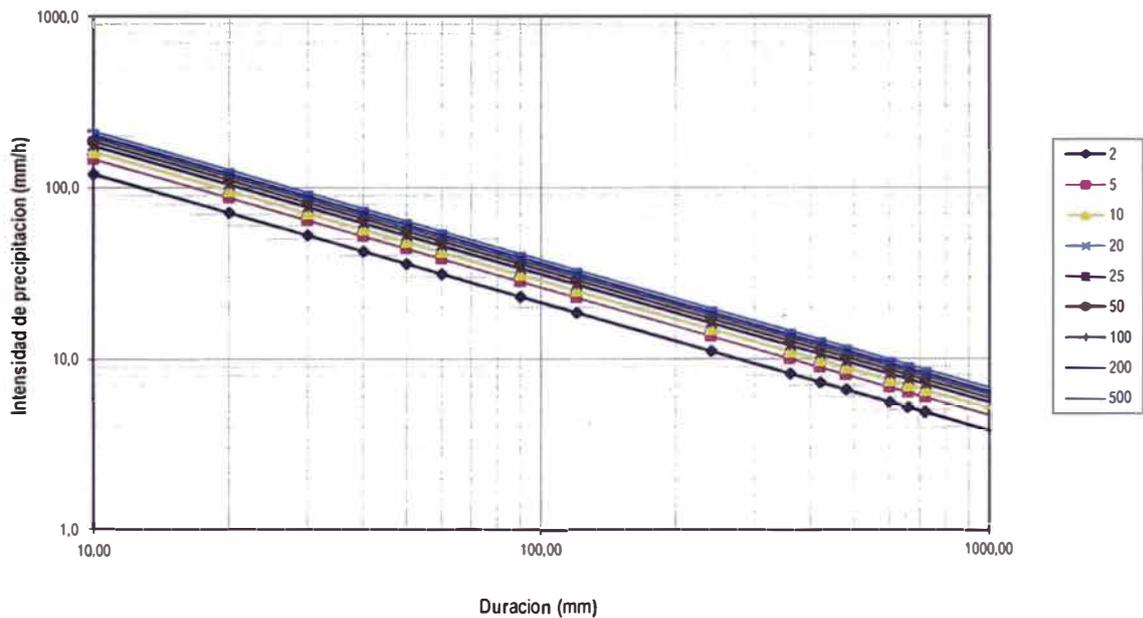
P_{24h} : Precipitación máxima en 24 horas en mm

Referencia: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (pag. 37)

Cuadro 7: INTENSIDADES DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS

DURACION		ESTACIÓN MOYOBAMBA								
		PERIODO DE RETORNO								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0,17	10,00	120,2	147,4	161,6	173,4	176,8	186,6	195,4	203,5	213,3
0,33	20,00	71,4	87,6	96,1	103,1	105,1	111,0	116,2	121,0	126,8
0,50	30,00	52,7	64,7	70,9	76,1	77,6	81,9	85,7	89,3	93,6
0,67	40,00	42,5	52,1	57,1	61,3	62,5	66,0	69,1	72,0	75,4
0,83	50,00	35,9	44,1	48,3	51,9	52,9	55,8	58,4	60,9	63,8
1,00	60,00	31,3	38,4	42,2	45,2	46,1	48,7	51,0	53,1	55,6
1,50	90,00	23,1	28,4	31,1	33,4	34,0	35,9	37,6	39,2	41,0
2,00	120,00	18,6	22,9	25,1	26,9	27,4	28,9	30,3	31,6	33,1
4,00	240,00	11,1	13,6	14,9	16,0	16,3	17,2	18,0	18,8	19,7
6,00	360,00	8,2	10,0	11,0	11,8	12,0	12,7	13,3	13,8	14,5
7,00	420,00	7,3	8,9	9,8	10,5	10,7	11,3	11,8	12,3	12,9
8,00	480,00	6,6	8,1	8,9	9,5	9,7	10,2	10,7	11,2	11,7
10,00	600,00	5,6	6,8	7,5	8,0	8,2	8,7	9,1	9,4	9,9
11,00	660,00	5,2	6,4	7,0	7,5	7,6	8,1	8,4	8,8	9,2
12,00	720,00	4,9	6,0	6,5	7,0	7,2	7,6	7,9	8,2	8,6
24,00	1440,00	2,9	3,5	3,9	4,2	4,3	4,5	4,7	4,9	5,1

CURVA INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA



CURVA INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA

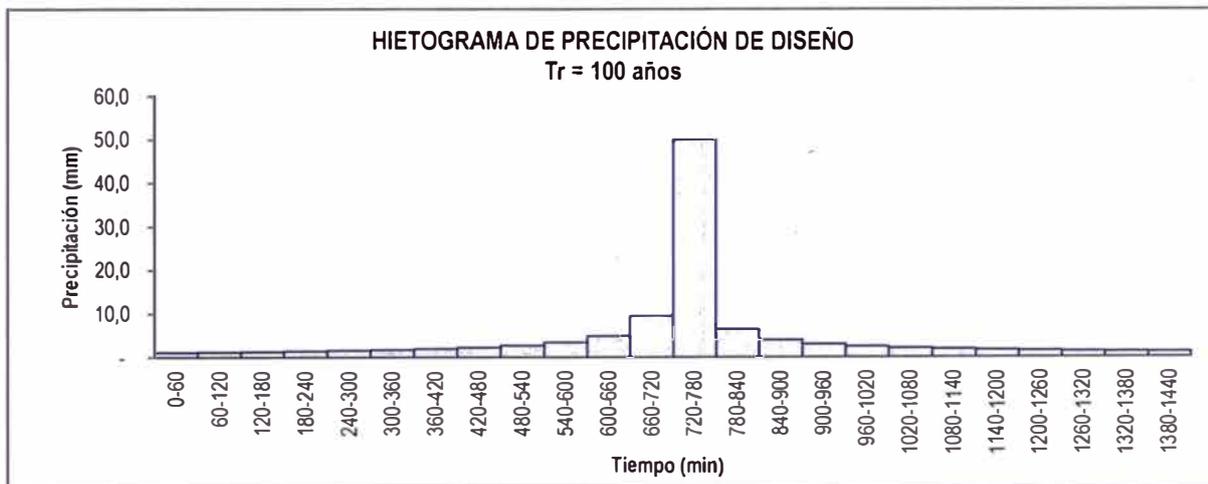
I: Intensidad máxima (mm/h)
T: Período de retorno en años
t: Duración de la precipitación (min)

$$I = \frac{10^{2,844 T^{0,094}}}{t^{0,75}}$$

**Cuadro 8: HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO
ESTACION MOYOBAMBA**

Tr (años) = 100

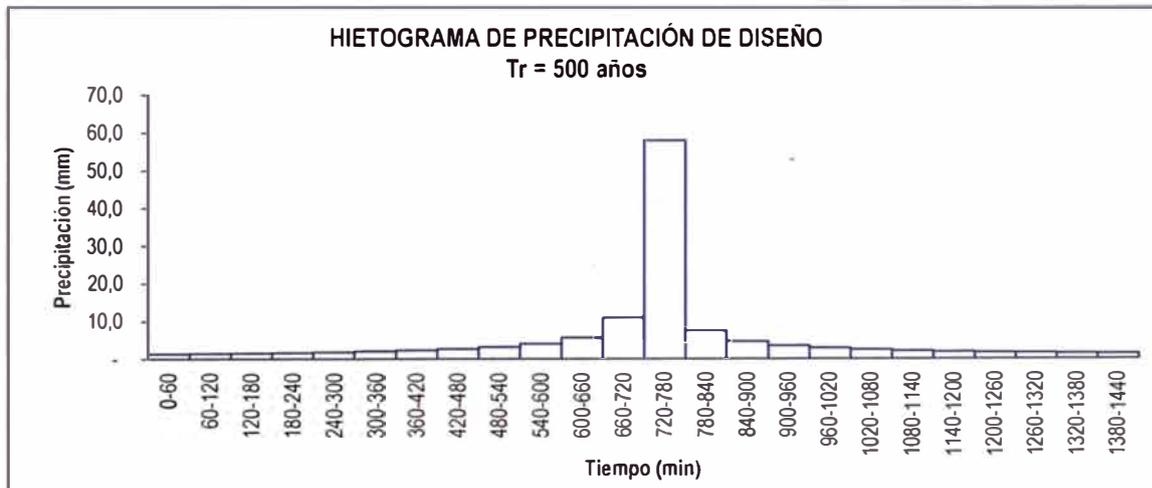
METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
1	60	49,872	49,872	0-60	1,168
2	120	29,654	59,308	60-120	1,249
3	180	21,879	65,636	120-180	1,344
4	240	17,633	70,530	180-240	1,457
5	300	14,915	74,576	240-300	1,596
6	360	13,009	78,054	300-360	1,771
7	420	11,589	81,121	360-420	1,997
8	480	10,484	83,875	420-480	2,306
9	540	9,598	86,381	480-540	2,754
10	600	8,869	88,687	540-600	3,478
11	660	8,257	90,825	600-660	4,894
12	720	7,735	92,823	660-720	9,436
13	780	7,285	94,699	720-780	49,872
14	840	6,891	96,470	780-840	6,327
15	900	6,543	98,148	840-900	4,046
16	960	6,234	99,745	900-960	3,067
17	1020	5,957	101,268	960-1020	2,506
18	1080	5,707	102,725	1020-1080	2,139
19	1140	5,480	104,123	1080-1140	1,876
20	1200	5,273	105,467	1140-1200	1,678
21	1260	5,084	106,761	1200-1260	1,523
22	1320	4,910	108,010	1260-1320	1,398
23	1380	4,749	109,217	1320-1380	1,294
24	1440	4,599	110,385	1380-1440	1,207



**Cuadro 9: HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO
ESTACION MOYOBAMBA**

Tr (años) = 500

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
1	60	57,987	57,987	0-60	1,358
2	120	34,479	68,958	60-120	1,452
3	180	25,438	76,315	120-180	1,562
4	240	20,501	82,005	180-240	1,695
5	300	17,342	86,710	240-300	1,856
6	360	15,126	90,754	300-360	2,059
7	420	13,474	94,320	360-420	2,322
8	480	12,190	97,521	420-480	2,681
9	540	11,160	100,436	480-540	3,202
10	600	10,312	103,116	540-600	4,044
11	660	9,600	105,603	600-660	5,691
12	720	8,994	107,925	660-720	10,971
13	780	8,470	110,107	720-780	57,987
14	840	8,012	112,166	780-840	7,357
15	900	7,608	114,117	840-900	4,705
16	960	7,248	115,973	900-960	3,566
17	1020	6,926	117,744	960-1020	2,914
18	1080	6,635	119,439	1020-1080	2,487
19	1140	6,372	121,064	1080-1140	2,181
20	1200	6,131	122,627	1140-1200	1,951
21	1260	5,911	124,132	1200-1260	1,771
22	1320	5,708	125,584	1260-1320	1,625
23	1380	5,521	126,987	1320-1380	1,505
24	1440	5,348	128,345	1380-1440	1,403



Cuadro 10: NÚMERO DE CURVA
Cuenca del río Gramalote

Tipo de superficie Tipo C y D

Condición de Escorrentía Clase II

$$NC_I = \frac{NC_{II}}{2,3 - 0,013NC_{II}}$$

$$NC_{III} = \frac{NC_{II}}{0,43 - 0,0057NC_{II}}$$

Descripción de cobertura	Condición hidrológica	Tipo de superficie			
		A	B	C	D
Pastizales, áreas de pastoreo	Pobre	68	79	86	89
	Media	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
Praderas, protegidas de pastoreo	-	30	58	71	78
Áreas de arbustos con mezcla de pastos, pero siendo predominantes los	Pobre	48	67	77	83
	Media	35	56	70	77
	Buena	30	48	65	73
Bosque con mezcla de pastizales	Pobre	57	73	82	86
	Media	43	65	76	82
	Buena	32	58	72	79
Bosques	Pobre	45	66	77	83
	Media	36	60	73	79
	Buena	30	55	70	77

Cobertura	Condición Hidrológica	
Bosque con mezcla de Pastizales	Pobre	Media
Porcentaje	40%	60%
NC	82	86

NC_{II} = NC Ponderado = 84,4

NC de la Cuenca = NC_{II} = 84

Referencia: United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service, "National Engineering Handbook. Chapter 9: Hydrologic Soil-Cover Complexes"

Cuadro 11: TIEMPO DE CONCENTRACIÓN
Cuenca del río Gramalote

Parámetros fisiográficos de la cuenca :

Nombre de la cuenca	Área (km ²)	Cota mínima del cauce (msnm)	Cota máxima del cauce (msnm)	Longitud cauce mayor (m)	Pendiente del cauce principal (m/m)	Pendiente de la cuenca (m/m)
C-1	21,18	1246,00	3550,00	11360,00	0,2028	0,1370

CN :

Expresiones del Tiempo de concentración:

Kirpich	$t_c = 0,01947 L^{0,77} S^{-0,385}$
US Corps of Engineers	$t_c = 60 * 0,30 (L/1000)^{0,76} S^{-0,19}$
Bransby-Williams	$t_c = 0,015 L A^{-0,1} S^{-0,2}$
USDA - SCS	$t_c = 0,0136 (L^{0,8} (1000/CN-9)^{0,7}) / (S^{0,5})$
NRSC	$t_c = \Sigma T_i \quad T_i = 0.0912(nL)^{0,8} / (P^{0,5} S^{0,4})$

Calculo del tiempo de concentración y el Tlag:

tc	CUENCA
(min.)	C-1
Kirpich	55,51
US Corps of Engineers	166,49
Bransby-Williams	186,87
SCS	136,04
Diseño (min)	136,04
Diseño (horas)	2,27
Tlag=0,6 t_c (min)	81,62

ANEXO 3:
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO



HIDROENERGIA Consultores en Ingeniería S.R.L.
LABORATORIO GEOTÉCNICO

CUADRO N° 1

DISTRIBUCION GRANULOMETRICA DEL MATERIAL DEL LECHO DEL RIO GRAMALOTE (LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS HIDROENERGIA)

Material : Lecho del rio Gramalote
Lugar : Rio Gramalote
Peso seco inicial : 50.125 gramos
Peso lavado seco : 5.260 gramos

MALLA	ABERTURA (mm)	MATERIAL RETENIDO		PORCENTAJE ACUMULADOS	
		GRAMOS	%	RETENIDO	% QUE PASA
3"	76,200	7.060,00	14,1	14,1	85,9
2"	50,800	6.900,00	13,8	13,8	86,2
3/2"	38,100	8.473,00	16,9	16,9	83,1
1"	25,400	6.514,00	13,0	13,0	87,0
3/4"	19,050	3.923,00	7,8	7,8	92,2
1/2"	12,700	2.668,00	5,3	5,3	94,7
3/8"	9,250	1.346,00	2,7	2,7	97,3
1/4"	6,350	1.342,00	2,7	2,7	97,3
N° 4	4,750	1.862,00	3,7	3,7	96,3
N° 6	3,350				
N° 8	2,360	586,00	1,2	1,2	98,8
N° 10	2,000				
N° 16	1,180	309,00	0,6	0,6	99,4
N° 20	8,500				
N° 30	0,600	683,00	1,4	1,4	98,6
N° 40	0,425				
N° 50	0,300	3.095,00	6,2	6,2	93,8
N° 60	0,250				
N° 80	0,180				
N° 100	0,150	2.937,00	5,9	5,9	94,1
N° 200	0,075				
FONDO	0,010	1,55	0,0	0,0	100,0
LAVADO	0,010	325,33	0,6	0,7	99,3

Dm (mm) :	29,2
Considerado	30,0

ANEXO 4:
SOCAVACIÓN GENERAL

DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL			
Proyecto: Estudios Hidrológico e Hidráulico para el diseño del Puente Santa Rosa de Jaipe			Especialidad HIDRÁULICA
Descripción del Trabajo:	Análisis de Socavación General del Puente Santa Rosa de Jaipe, L=20 m.		Revisión:
Hecho por: F.C.M.	Referencia: Plano HD - 003	Fecha: Agosto 2014	A
DESARROLLO			

SOCAVACIÓN GENERAL - MÉTODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV

Aplicación para cauces granulares y cohesivos

b. Caso de Cauces con suelo granular

$$H_s = \left[\frac{\alpha * (H_o)^{3/2}}{0.68 * d_m^{0.25} * \beta} \right]^{2/3} \dots(1)$$

$$\alpha = \frac{Q}{\mu \cdot Be * y_m^{3/2}} \dots(2)$$

Donde:

- Hs : Profundidad Total de erosión, m.
- Ho : Profundidad media, m.
- G_s : Gravedad específica del material (cohesivo), νm^3 .
- d_m : diámetro medio de las partículas del suelo (granular), mm.
- β : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se presenta la avenida de análisis, según Tabla (1)
- x : Se calcula según Tabla (2)
- α : Coeficiente de la sección, a estimar con la expresión (4)
- Be : Ancho efectivo
- y_m : Tirante medio A/Be

Tabla (1)

Tr (años)	β
0,1	
0,2	
0,3	
1	0,77
2	0,82
5	0,86
10	0,90
20	0,94
50	0,97
100	1,00
300	1,03
500	1,05
1000	1,07

Tabla (2)

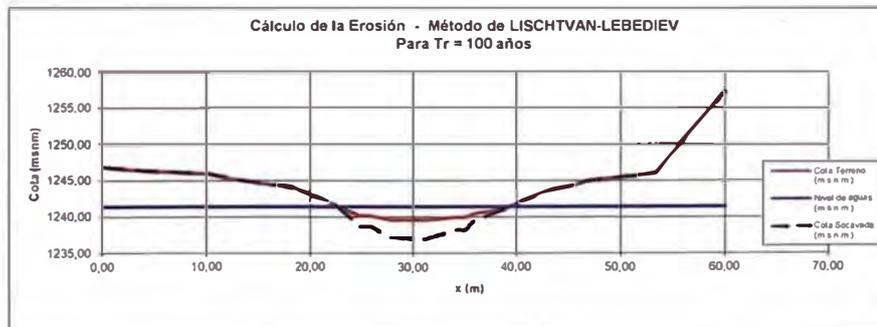
yd	x	yd	x	dm	x	dm	x
0,80	0,52	1,20	0,39	0,05	0,43	40	0,30
0,83	0,51	1,24	0,38	0,15	0,42	60	0,29
0,86	0,50	1,28	0,37	0,50	0,41	90	0,28
0,88	0,49	1,34	0,36	1,00	0,40	140	0,27
0,90	0,48	1,40	0,35	1,50	0,39	190	0,26
0,93	0,47	1,46	0,34	2,50	0,38	250	0,25
0,96	0,46	1,52	0,33	4,00	0,37	310	0,24
0,98	0,45	1,58	0,32	6,00	0,36	370	0,23
1,00	0,44	1,64	0,31	8,00	0,35	450	0,22
1,04	0,43	1,71	0,30	10,00	0,34	570	0,21
1,08	0,42	1,80	0,29	15,00	0,33	750	0,20
1,12	0,41	1,89	0,28	20,00	0,32	1000	0,19
1,16	0,40	2,00	0,27	25,00	0,31		

Descripción del Parámetro	Unidad	Tiempo de Retorno		
		Tr= 100 años	Tr= 500 años	
Q	Caudal	m ³ /s	100,90	124,70
	Nivel aguas	msnm	1.241,41	1.241,63
Be	Ancho	m	16,42	17,12
y _m	Tirante Medio	m	1,25	1,42
V	Velocidad Media	m/s	5,16	5,48
u	Contracción		0,93	0,93
A	Area de flujo	m ²	20,54	24,25
	Tipo de suelo		Suelo No Cohesivo	
dm	Diámetro medio	mm	30,00	30,00
x			0,307	0,307
α	Alfa		4,55	4,38
β	Beta		1,00	1,05

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL- MÉTODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV PARA $Tr = 100$ AÑOS

Eje X Progresiva (m)	Cota Terreno (m.s.n.m.)	Nivel de aguas (m.s.n.m.)	Tirante H_0 (m)	Tirante Socavación H_s (m)	Cota Socavada (m.s.n.m.)	Socavación (m)
0.00	1246.933	1241.41	0.00	0.00	1246.93	0.00
0.25	1246.898	1241.41	0.00	0.00	1246.90	0.00
0.36	1246.884	1241.41	0.00	0.00	1246.88	0.00
0.47	1246.871	1241.41	0.00	0.00	1246.87	0.00
1.63	1246.716	1241.41	0.00	0.00	1246.72	0.00
2.16	1246.645	1241.41	0.00	0.00	1246.65	0.00
2.68	1246.576	1241.41	0.00	0.00	1246.58	0.00
3.19	1246.549	1241.41	0.00	0.00	1246.55	0.00
3.71	1246.486	1241.41	0.00	0.00	1246.49	0.00
3.83	1246.475	1241.41	0.00	0.00	1246.48	0.00
4.51	1246.438	1241.41	0.00	0.00	1246.44	0.00
4.98	1246.389	1241.41	0.00	0.00	1246.39	0.00
5.56	1246.348	1241.41	0.00	0.00	1246.35	0.00
5.88	1246.314	1241.41	0.00	0.00	1246.31	0.00
6.31	1246.274	1241.41	0.00	0.00	1246.27	0.00
6.71	1246.260	1241.41	0.00	0.00	1246.26	0.00
7.45	1246.209	1241.41	0.00	0.00	1246.21	0.00
8.36	1246.144	1241.41	0.00	0.00	1246.14	0.00
10.13	1246.005	1241.41	0.00	0.00	1246.01	0.00
10.19	1246.000	1241.41	0.00	0.00	1246.00	0.00
11.75	1245.531	1241.41	0.00	0.00	1245.53	0.00
11.93	1245.464	1241.41	0.00	0.00	1245.46	0.00
12.12	1245.378	1241.41	0.00	0.00	1245.38	0.00
12.50	1245.273	1241.41	0.00	0.00	1245.27	0.00
16.46	1244.455	1241.41	0.00	0.00	1244.46	0.00
16.90	1244.423	1241.41	0.00	0.00	1244.42	0.00
18.55	1244.000	1241.41	0.00	0.00	1244.00	0.00
22.42	1241.671	1241.41	0.00	0.00	1241.67	0.00
24.47	1240.378	1241.41	1.03	2.15	1239.26	1.12
24.60	1240.285	1241.41	1.13	2.40	1239.01	1.28
24.79	1240.156	1241.41	1.25	2.76	1238.65	1.50
25.87	1240.156	1241.41	1.25	2.76	1238.65	1.50
27.74	1239.634	1241.41	1.78	4.30	1237.11	2.52
30.00	1239.590	1241.41	1.82	4.44	1236.97	2.62
31.19	1239.567	1241.41	1.84	4.51	1236.90	2.68
34.28	1240.007	1241.41	1.40	3.18	1238.23	1.78
35.01	1239.963	1241.41	1.45	3.31	1238.10	1.86
35.97	1240.485	1241.41	0.93	1.87	1239.54	0.95
37.32	1240.809	1241.41	0.60	1.08	1240.33	0.48
38.77	1241.159	1241.41	0.25	0.35	1241.06	0.10
39.16	1241.353	1241.41	0.06	0.05	1241.36	0.00
41.56	1242.864	1241.41	0.00	0.00	1242.86	0.00
41.78	1243.000	1241.41	0.00	0.00	1243.00	0.00
42.35	1243.337	1241.41	0.00	0.00	1243.34	0.00
42.84	1243.512	1241.41	0.00	0.00	1243.51	0.00
43.21	1243.892	1241.41	0.00	0.00	1243.89	0.00
44.25	1244.000	1241.41	0.00	0.00	1244.00	0.00
44.30	1244.010	1241.41	0.00	0.00	1244.01	0.00
45.32	1244.252	1241.41	0.00	0.00	1244.25	0.00
46.63	1244.997	1241.41	0.00	0.00	1245.00	0.00
49.96	1245.519	1241.41	0.00	0.00	1245.52	0.00
50.97	1245.661	1241.41	0.00	0.00	1245.66	0.00
52.83	1245.922	1241.41	0.00	0.00	1245.92	0.00
53.38	1246.000	1241.41	0.00	0.00	1246.00	0.00
53.88	1246.898	1241.41	0.00	0.00	1246.90	0.00
53.93	1247.000	1241.41	0.00	0.00	1247.00	0.00
54.00	1247.118	1241.41	0.00	0.00	1247.12	0.00
54.06	1247.208	1241.41	0.00	0.00	1247.21	0.00
54.65	1248.194	1241.41	0.00	0.00	1248.19	0.00
55.37	1249.426	1241.41	0.00	0.00	1249.43	0.00
56.67	1251.597	1241.41	0.00	0.00	1251.60	0.00
58.47	1254.615	1241.41	0.00	0.00	1254.62	0.00
58.92	1255.350	1241.41	0.00	0.00	1255.35	0.00
59.26	1255.914	1241.41	0.00	0.00	1255.91	0.00
60.00	1257.272	1241.41	0.00	0.00	1257.27	0.00

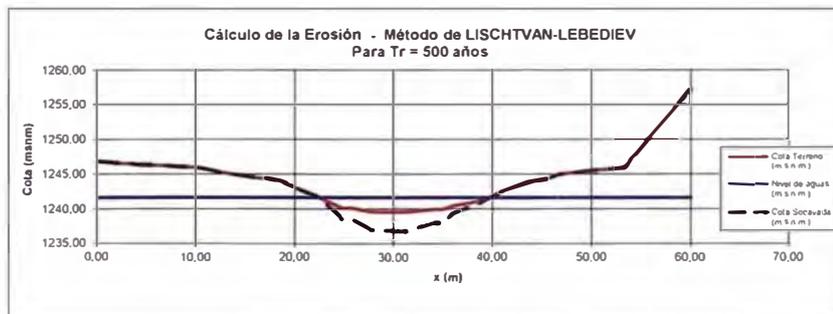
Socavación Máxima : 2,66 m



CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL- MÉTODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV PARA $T_r = 500$ AÑOS

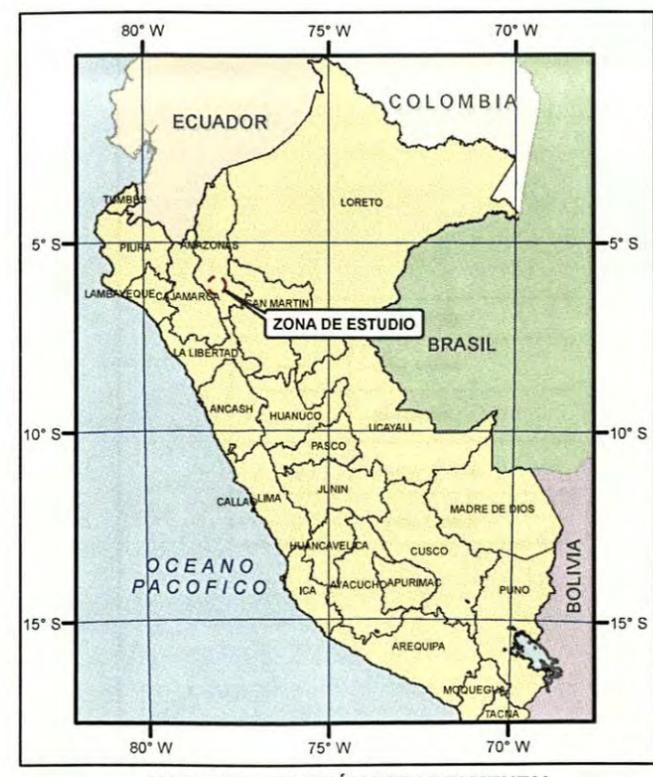
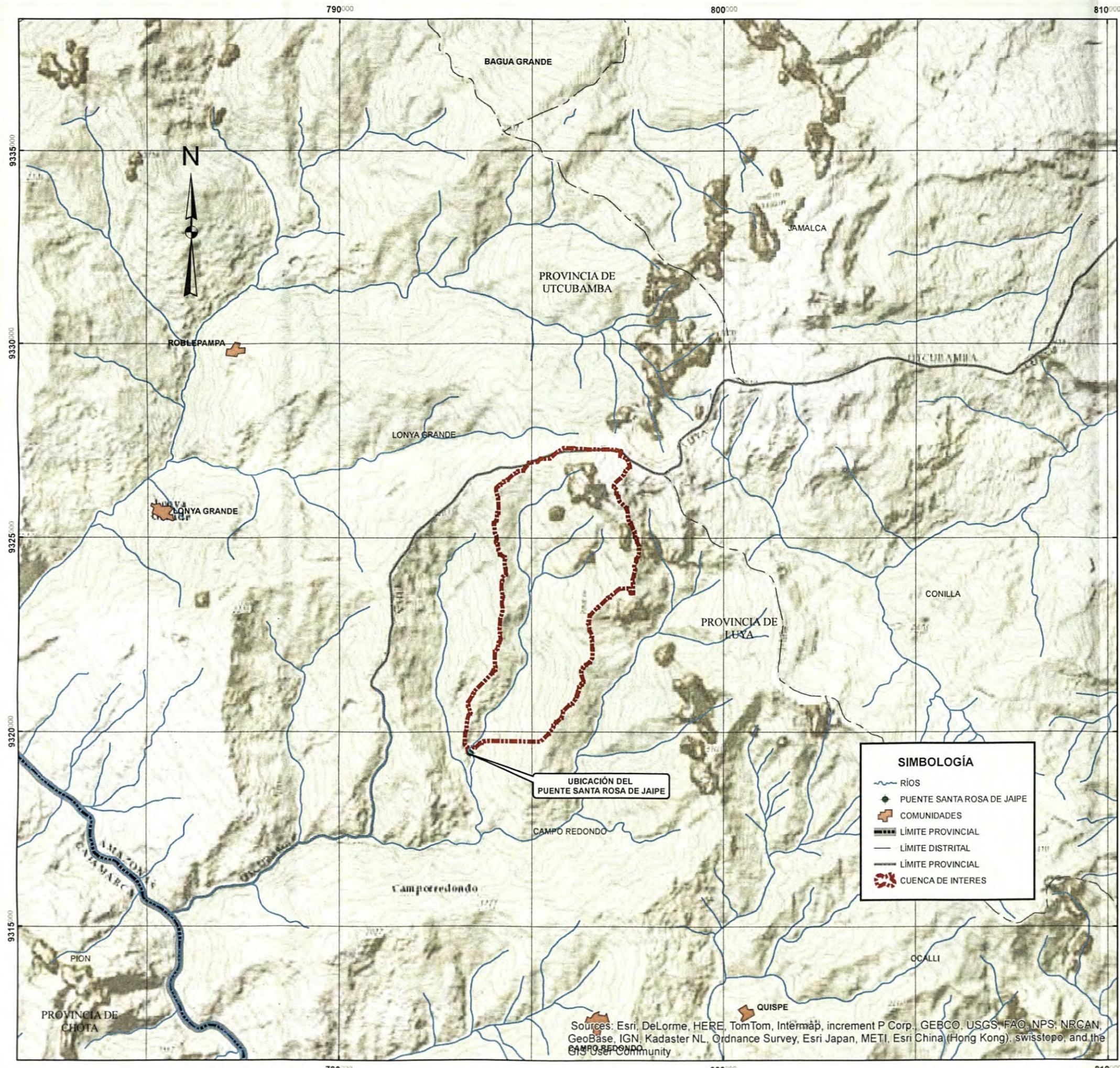
Eje X Progresiva (m)	Cota Terreno (m.s.n.m.)	Nivel de aguas (m.s.n.m.)	Tirante H_0 (m)	Tirante Socavación H_s (m)	Cota Socavada (m.s.n.m.)	Socavación (m)
0.00	1246.933	1241.63	0.00	0.00	1246.93	0.00
0.25	1246.898	1241.63	0.00	0.00	1246.90	0.00
0.36	1246.884	1241.63	0.00	0.00	1246.88	0.00
0.47	1246.871	1241.63	0.00	0.00	1246.87	0.00
1.63	1246.716	1241.63	0.00	0.00	1246.72	0.00
2.16	1246.645	1241.63	0.00	0.00	1246.65	0.00
2.68	1246.576	1241.63	0.00	0.00	1246.58	0.00
3.19	1246.549	1241.63	0.00	0.00	1246.55	0.00
3.71	1246.486	1241.63	0.00	0.00	1246.49	0.00
3.63	1246.475	1241.63	0.00	0.00	1246.46	0.00
4.51	1246.436	1241.63	0.00	0.00	1246.44	0.00
4.96	1246.389	1241.63	0.00	0.00	1246.39	0.00
5.56	1246.348	1241.63	0.00	0.00	1246.35	0.00
5.88	1246.314	1241.63	0.00	0.00	1246.31	0.00
6.31	1246.274	1241.63	0.00	0.00	1246.27	0.00
6.71	1246.260	1241.63	0.00	0.00	1246.26	0.00
7.45	1246.209	1241.63	0.00	0.00	1246.21	0.00
8.36	1246.144	1241.63	0.00	0.00	1246.14	0.00
10.13	1246.005	1241.63	0.00	0.00	1246.01	0.00
10.19	1246.000	1241.63	0.00	0.00	1246.00	0.00
11.75	1245.531	1241.63	0.00	0.00	1245.53	0.00
11.93	1245.464	1241.63	0.00	0.00	1245.46	0.00
12.12	1245.378	1241.63	0.00	0.00	1245.38	0.00
12.50	1245.273	1241.63	0.00	0.00	1245.27	0.00
16.46	1244.455	1241.63	0.00	0.00	1244.46	0.00
16.90	1244.423	1241.63	0.00	0.00	1244.42	0.00
18.55	1244.000	1241.63	0.00	0.00	1244.00	0.00
22.42	1241.671	1241.63	0.00	0.00	1241.67	0.00
24.47	1240.378	1241.63	1.25	2.58	1239.05	1.33
24.60	1240.285	1241.63	1.35	2.82	1238.81	1.48
24.79	1240.156	1241.63	1.47	3.17	1238.46	1.70
25.87	1240.156	1241.63	1.47	3.17	1238.46	1.70
27.74	1239.634	1241.63	2.00	4.67	1236.96	2.68
30.00	1239.590	1241.63	2.04	4.80	1236.83	2.76
31.19	1239.567	1241.63	2.06	4.87	1236.76	2.81
34.28	1240.007	1241.63	1.62	3.59	1238.04	1.97
35.01	1239.963	1241.63	1.67	3.71	1237.92	2.05
35.97	1240.485	1241.63	1.15	2.30	1239.33	1.15
37.32	1240.809	1241.63	0.82	1.50	1240.13	0.68
38.77	1241.159	1241.63	0.47	0.74	1240.89	0.27
39.16	1241.353	1241.63	0.28	0.38	1241.25	0.10
41.56	1242.864	1241.63	0.00	0.00	1242.86	0.00
41.78	1243.000	1241.63	0.00	0.00	1243.00	0.00
42.35	1243.337	1241.63	0.00	0.00	1243.34	0.00
42.84	1243.512	1241.63	0.00	0.00	1243.51	0.00
43.21	1243.692	1241.63	0.00	0.00	1243.69	0.00
44.25	1244.000	1241.63	0.00	0.00	1244.00	0.00
44.30	1244.010	1241.63	0.00	0.00	1244.01	0.00
45.32	1244.252	1241.63	0.00	0.00	1244.25	0.00
46.63	1244.997	1241.63	0.00	0.00	1245.00	0.00
49.96	1245.519	1241.63	0.00	0.00	1245.52	0.00
50.97	1245.661	1241.63	0.00	0.00	1245.66	0.00
52.83	1245.922	1241.63	0.00	0.00	1245.92	0.00
53.38	1246.000	1241.63	0.00	0.00	1246.00	0.00
53.88	1246.898	1241.63	0.00	0.00	1246.90	0.00
53.93	1247.000	1241.63	0.00	0.00	1247.00	0.00
54.00	1247.118	1241.63	0.00	0.00	1247.12	0.00
54.06	1247.208	1241.63	0.00	0.00	1247.21	0.00
54.65	1248.194	1241.63	0.00	0.00	1248.19	0.00
55.37	1249.426	1241.63	0.00	0.00	1249.43	0.00
56.67	1251.597	1241.63	0.00	0.00	1251.60	0.00
58.47	1254.615	1241.63	0.00	0.00	1254.62	0.00
58.92	1255.350	1241.63	0.00	0.00	1255.35	0.00
59.26	1255.914	1241.63	0.00	0.00	1255.91	0.00
60.00	1257.272	1241.63	0.00	0.00	1257.27	0.00

Socavación Máxima : 2,81 m

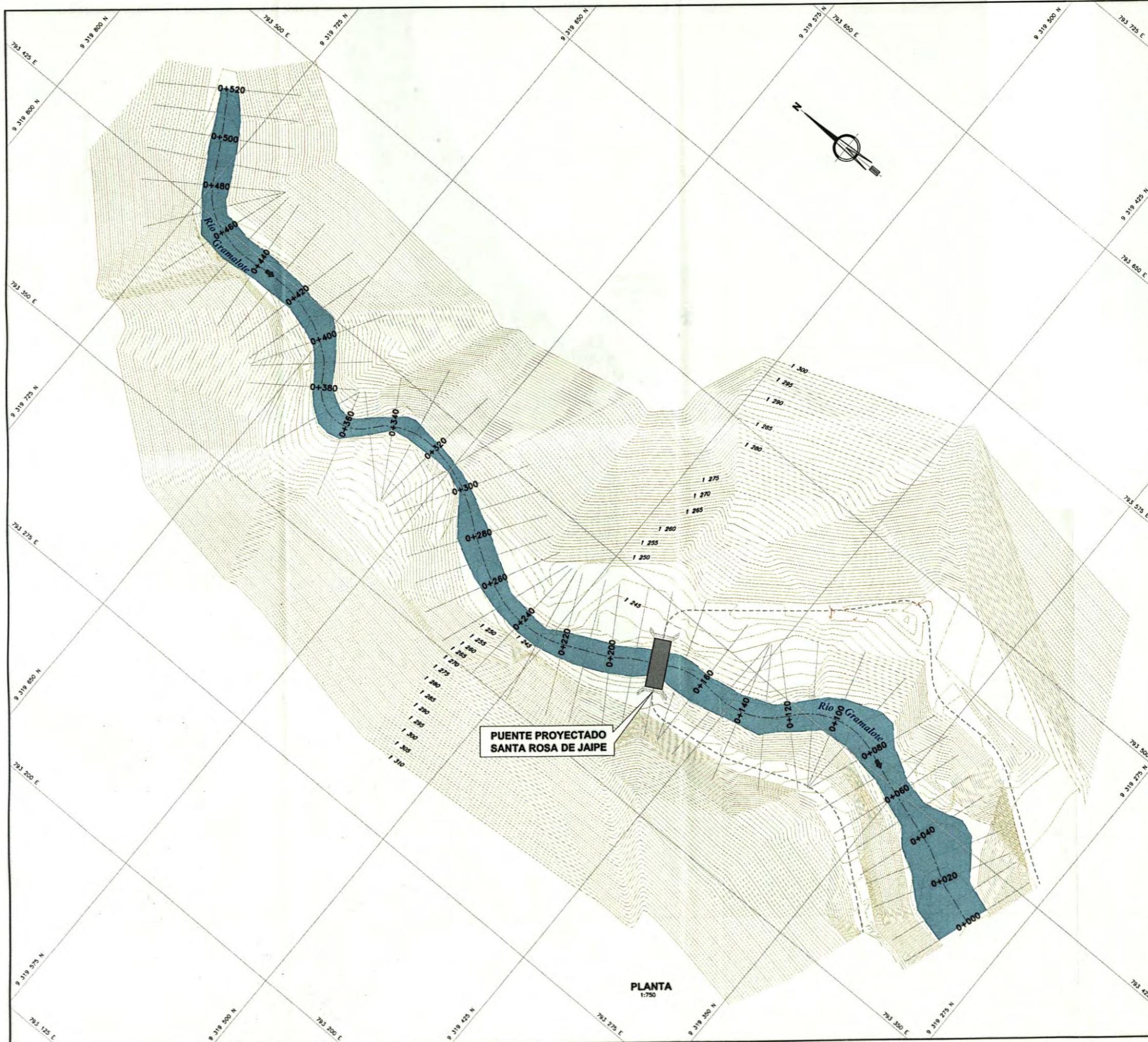


Descripción	Tiempo de Retorno (años)	
	100	500
Socavación (m)	2.66	2.81

ANEXO 5:
PLANOS

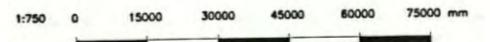


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA			
PROYECTO: ESTUDIOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE SANTA ROSA DE JAIFE			
TÍTULO: MAPA DE UBICACIÓN DE LA CUENCA			MAPA N°: UB-001
PLANO GENERAL	ELABORÓ: F.C.M.	REVISÓ: M.S.D.	ESCALA: 1:101,076
	SIG:	APROBÓ: F.C.M.	FECHA: AGOSTO 2014
REV.: 0			PROYECTO: UNI



UBICACIÓN
S/E

SIMBOLOGÍA	
	CURVA MAESTRA
	RÍO PRINCIPAL
	SENTIDO DE FLUJO
	ACCESO EXISTENTE



- NOTAS :**
- LA ESCALA GRÁFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE
 - DIMENSIONES EN MILÍMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
 - USAR SÓLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

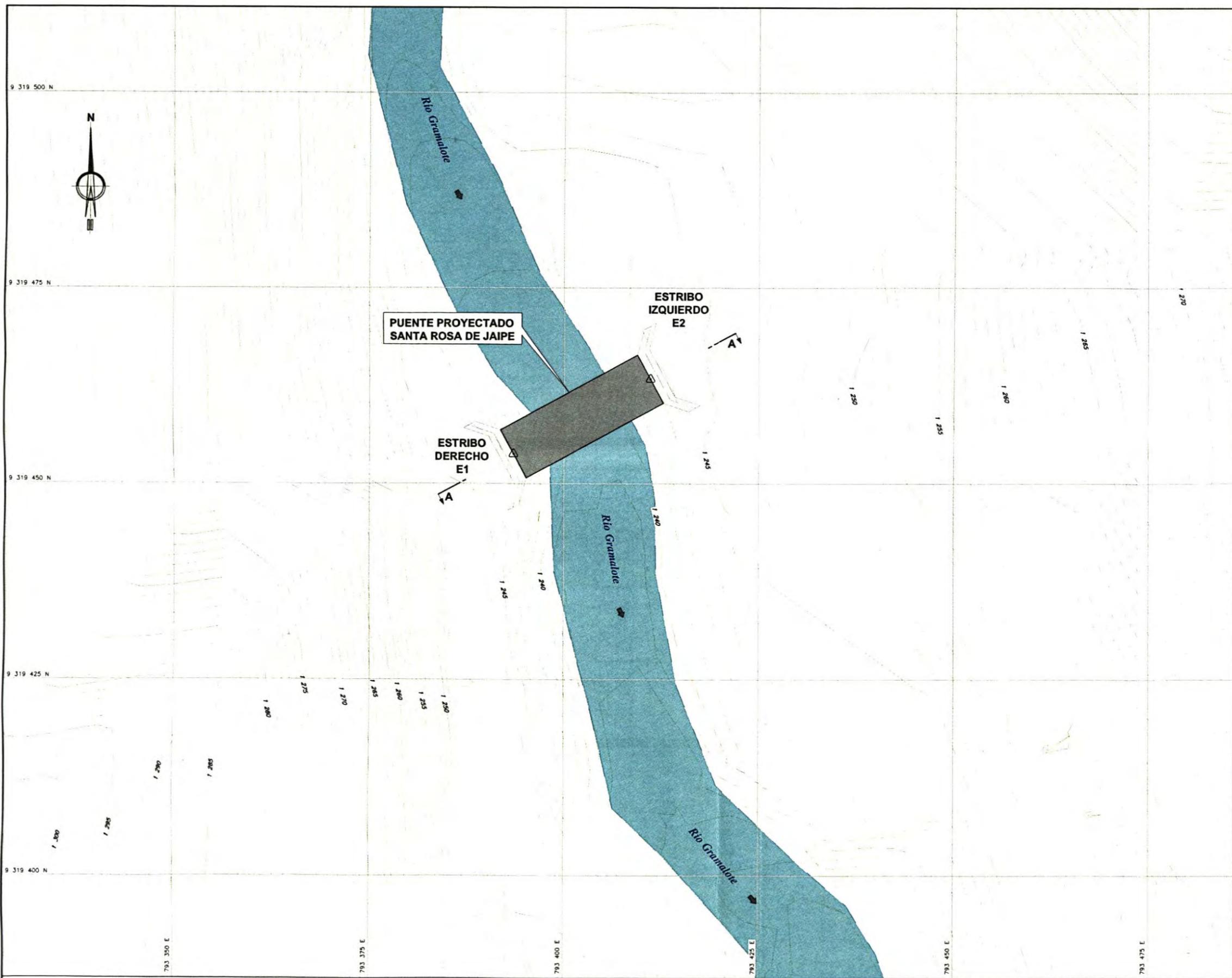
PROYECTO: ESTUDIOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE SANTA ROSA DE JAIPE

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO: **PLANTA GENERAL RÍO GRAMALOTE - SECCIONES** PLANO N°: **HD-001**

PLANO N°:	ELABORO :	REVISO :	ESCALA :	REV. :
GENERAL	F.C.M.	M.S.D.	INDICADA	0
	F.C.M.	M.S.D.	AGOSTO 2014	

PLANTA
1:750



SIMBOLOGÍA	
	CURVA MAESTRA
	CURVA SECUNDARIA
	RIO PRINCIPAL
	SENTIDO DE FLUJO



- NOTAS :**
- 1.- LA ESCALA GRÁFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE
 - 2.- DIMENSIONES EN MILÍMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
 - 3.- USAR SÓLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

PLANTA
1:250



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

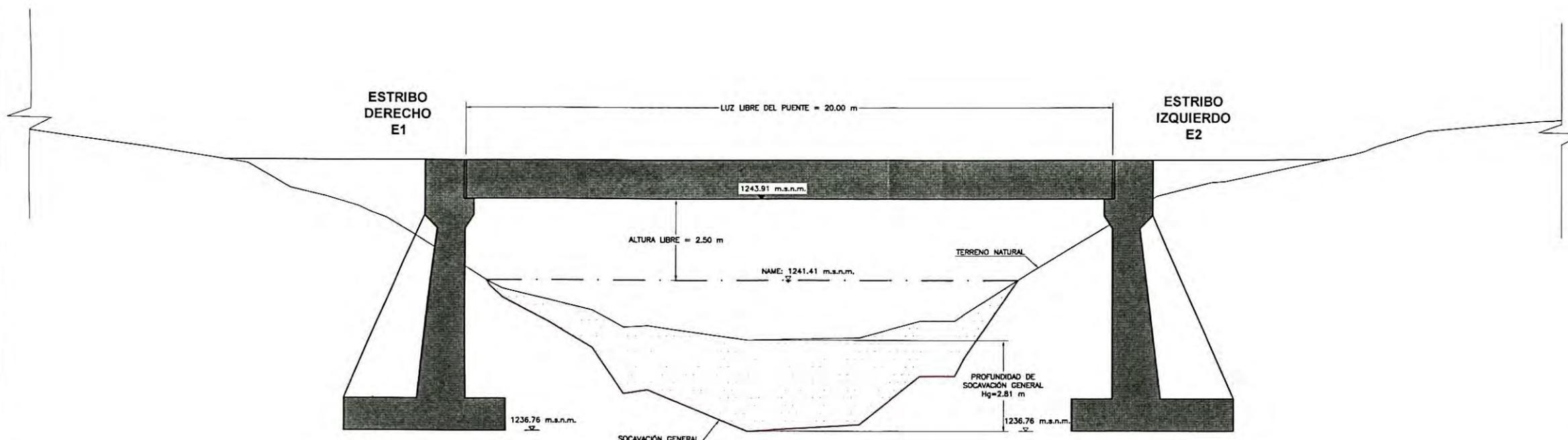
PROYECTO: ESTUDIOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE SANTA ROSA DE JAIPE
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO: **PLANTA GENERAL PUENTE SANTA ROSA DE JAIPE** PLANO N°: **HD-002**

PLANO N°:	ELABORO :	REVISO :	ESCALA :	REV. :
GENERAL	F.C.M.	M.S.D.	INDICADA	0
	DIBUJO :	APROBO :	FECHA :	
	F.C.M.	M.S.D.	AGOSTO 2014	

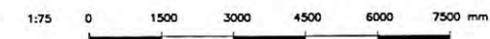


LIMITE PROVINCIAL
UBICACIÓN
S/E



SOCAVACIÓN GENERAL - EJE CON PUENTE
1:75

SIMBOLOGÍA	
	NIVEL DE AGUA
	TERRENO NATURAL



- NOTAS :
- 1.- LA ESCALA GRÁFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE
 - 2.- DIMENSIONES EN MILÍMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
 - 3.- USAR SÓLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA				
PROYECTO: ESTUDIOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE SANTA ROSA DE JAÍPE				
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL				
TÍTULO: SECCIÓN DEL EJE DEL PUENTE SOCAVACIÓN GENERAL				PLANO N°: HD-003
PLANO N°: GENERAL	ELABORÓ: F.C.M.	REVISÓ: M.S.D.	ESCALA: INDICADA	REV.: 0
	DIBUJO: F.C.M.	APROBO: M.S.D.	FECHA: AGOSTO 2014	

ANEXO 6:
PANEL FOTOGRAFICO

PANEL FOTOGRAFICO – RÍO GRAMALOTE



Foto N° 01.- Río Gramalote, vista aguas arriba. Fuerte pendiente en algunos tramos.



Foto N° 02.- Río Gramalote, vista aguas arriba. Baja pendiente en algunos tramos.



Foto N° 03.- Río Gramalote, vista aguas abajo. Baja pendiente

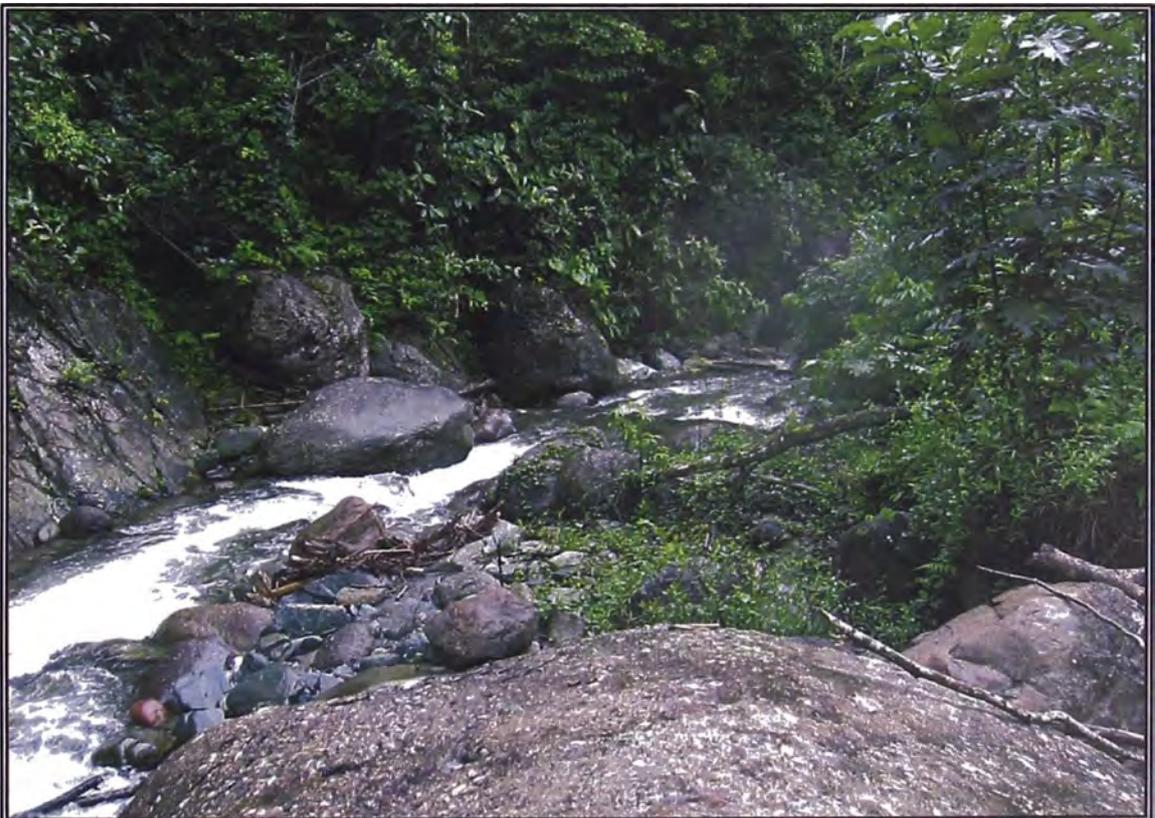


Foto N° 04.- Río Gramalote, vista aguas abajo. Baja pendiente



Foto N° 05.- Río Gramalote, trabajos de campo. Reconocimiento del tamaño de sedimentos.



Foto N° 06.- Río Gramalote, trabajos de campo. Reconocimiento del tamaño de sedimentos.