



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución- NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Estudio hidrológico e hidráulico para el dimensionamiento optimizado del  
puente vehicular sobre el río Cumbaza en la localidad Juan Guerra-districto  
Juan Guerra-provincia de San Martín- San Martín 2018**

**Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

**Emene Monja García**

**ASESOR:**

**Dr. Ing. José Del Carmen Pizarro Baldera**

**Tarapoto-Perú**

**2019**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Estudio hidrológico e hidráulico para el dimensionamiento optimizado del  
puente vehicular sobre el río Cumbaza en la localidad Juan Guerra-districto  
Juan Guerra-provincia de San Martín- San Martín 2018**

**AUTOR:**

**Emene Monja García**

**Sustentada y aprobada el día 19 de julio del 2019, ante el honorable jurado:**

.....  
**Ing. Carlos Enrique Chung Rojas**

**Presidente**

.....  
**Ing. Ernesto Eliseo García Ramírez**

**Secretario**

.....  
**Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón**

**Miembro**

.....  
**Dr. Ing. José Del Carmen Pizarro Baldera**

**Asesor**

## Declaratoria de Autenticidad

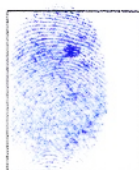
**Emene Monja García**, con DNI N° 76135963, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada: **Estudio hidrológico e hidráulico para el dimensionamiento optimizado del puente vehicular sobre el río Cumbaza en la localidad Juan Guerra-districto Juan Guerra-provincia de San Martín- San Martín 2018**

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de mi autoría.
2. He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiada; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presentan en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, como el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de forma falsa), entre otros, asumo las consecuencias y sanciones que de nuestra acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto.

Tarapoto, 19 de julio del 2019.



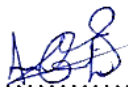
.....  
**Bach. Emene Monja García**  
DNI N° 76135963

## Declaración jurada

**Emene Monja García**, con DNI N° 76135963, domicilio legal en el Jr. Callao N° 1021 - Morales, a efecto de cumplir con las Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **Declaro bajo juramento**, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis y/o informe de Ingeniería, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 19 de julio del 2019.



.....  
**Bach. Emene Monja García**

DNI N° 76135963



**Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.**

**1. Datos del autor:**

Apellidos y nombres: <i>Monja García Emene</i>	
Código de alumno : <i>76135963</i>	Teléfono: <i>939554693</i>
Correo electrónico : <i>mn_ari15@hotmail.com</i>	DNI: <i>76135963</i>

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

**2. Datos Académicos**

Facultad de: <i>Ingeniería Civil y Arquitectura</i>
Escuela Profesional de: <i>Ingeniería Civil</i>

**3. Tipo de trabajo de investigación**

Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Trabajo de investigación	( )
Trabajo de suficiencia profesional	( )		

**4. Datos del Trabajo de investigación**

Título: <i>Estudio Hidrológico e Hidráulico para el dimensionamiento Optimizado del puente vehicular sobre el río Cumbaza en la localidad Juan Guerra - Distrito Juan Guerra - Provincia de San Martín - San Martín 2018</i>
Año de publicación: <i>2019</i>

**5. Tipo de Acceso al documento**

Acceso público *	<input checked="" type="checkbox"/>	Embargo	( )
Acceso restringido **	( )		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:


**6. Originalidad del archivo digital.**

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

## 7. Otorgamiento de una licencia **CREATIVE COMMONS**

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI **“Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA”**.



.....  
Firma del Autor

---

## 8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

05 / 08 / 2019



.....  
Firma del Responsable de Repositorio  
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso  
Abierto de la UNSM – T.

\***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

\*\* **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

## Dedicatoria

El presente trabajo de investigación lo dedicamos principalmente a Dios, por ser el inspirador y darnos fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados.

A mis padres José Prudencio Monja Castro y Vilma García Gonza, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes que realizaron para culminar mis estudios superiores. Ha sido el orgullo y el privilegio de ser su hijo, son los mejores Padres.

A mis hermanos (as) por estar siempre presentes, acompañándome y por el apoyo moral, que me brindaron a lo largo de esta etapa de mi vida, han sido la fortaleza de seguir siempre adelante. Con su apoyo y espíritu de confianza he llevado a cabo este logro con el mayor de los esfuerzos para mi satisfacción.



## Agradecimiento

Agradezco a Dios por bendecirnos la vida, por guiarnos a lo largo de nuestra existencia, ser el apoyo y fortaleza en aquellos momentos de dificultad y de debilidad.

Gracias a mis padres: José Prudencio Monja Castro y Vilma García Gonza por ser los principales promotores de mis sueños, por confiar y creer en mis expectativas, por los consejos, valores y principios que me han inculcado.

Agradezco a los docentes de la Universidad Nacional de San Martín, por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de nuestra profesión.

Finalmente quiero expresar mi más grande y sincero agradecimiento al Dr. Ing. José del Carmen Pizarro Baldera, principal colaborador durante todo este proceso, quien con su dirección, conocimiento, enseñanza y colaboración permitió el desarrollo de este trabajo

## Índice

	Pág.
Dedicatoria.....	vi
Agradecimiento .....	vii
Índice .....	viii
Resumen .....	xx
Abstract.....	xxi
Introducción.....	1
CAPÍTULO I.....	2
REVISION BIBLIOGRAFICA.....	2
1.1    Antecedentes del Problema.....	2
1.2    Alcances y/o aspectos generales de la investigación .....	3
1.2.1.    Aspectos generales .....	3
1.2.1.1.    Ubicación Política.....	3
1.2.1.2.    Ubicación Geográfica .....	4
1.3    Justificación de la investigación .....	6
CAPÍTULO III .....	8
MATERIAL Y MÉTODOS .....	8
2.1.    Antecedentes teóricos .....	8
2.2.    Objetivos .....	13
2.2.1.    Objetivo general .....	13
2.2.2.    Objetivos específicos.....	14
2.3.    Marco Teórico.....	14
2.3.1.    Estudio Topográfico .....	14
2.3.2.    Estudio Hidrológico.....	15
2.3.2.1.    Definición .....	15
2.3.2.2.    Importancia y ámbito de aplicación.....	15
2.3.3.    Ciclo Hidrológico .....	15
2.3.4.    Estudio de una cuenca hidrológica .....	15
2.3.4.1.    Cuenca hidrológica .....	15
2.3.4.2.    Delimitación de una cuenca .....	15
2.3.4.3.    Características morfológicas de una cuenca hidrográficas.....	16
2.3.4.3.1.    Área de la cuenca hidrográfica .....	16

2.3.4.3.2. Perímetro de la cuenca.....	16
2.3.4.3.3. Altitud de la cuenca .....	17
2.3.4.3.4. Curva hipsométrica.....	17
2.3.4.3.5. Frecuencia de altitudes .....	17
2.3.4.3.6. Pendiente de la cuenca.....	17
2.3.4.3.7. Propiedades de la red hídrica.....	17
2.3.4.3.7.1. Red de drenaje .....	17
2.3.4.3.7.2. Orden de drenaje .....	18
2.3.4.3.7.3. Longitud de los ríos tributarios .....	18
2.3.4.3.7.4. Longitud total de la red hídrica .....	18
2.3.4.3.7.5. Pendiente media de la red hídrica.....	19
2.3.4.3.8. Coeficiente de compacidad.....	19
2.3.4.3.9. Rectángulo equivalente.....	19
2.3.4.3.10. Forma de la cuenca .....	20
2.3.4.3.11. Tiempo de concentración (tc) .....	20
2.3.5. Estudio y Análisis de Máximas Avenidas .....	21
2.3.5.1. Tratamiento probabilístico de la información hidrométrica .....	21
2.3.5.2. Determinación de la probabilidad de ocurrencia .....	21
2.3.5.3. Métodos de distribuciones de probabilidades utilizadas.....	22
2.3.5.4. Prueba de bondad de ajuste de Kolmogórov Smirnov.....	29
2.3.5.5. Conceptos básicos.....	30
2.3.5.5.1. Periodo de retorno .....	30
2.3.5.5.2. Bloque alterno para el cálculo de hietogramas de precipitaciones de diseño .....	32
2.3.6. Estudio de hidráulica fluvial.....	33
2.3.6.1. Generalidades.....	33
2.3.6.2. Nociones de morfología fluvial .....	34
2.3.6.2.1. Clasificación básica de los ríos.....	34
2.3.6.2.2. Características físicas de los ríos .....	35
2.3.6.2.3. Morfologías típicas .....	36
2.3.6.2.4. Equilibrio de fondo.....	37
2.3.6.2.5. Hidrología fluvial .....	37
2.3.6.3. Nociones de Hidráulica fluvial .....	38
2.3.6.3.1. Generalidades .....	38

2.3.6.3.2. Nociones acerca de la erosión .....	38
2.3.6.3.3. Granulometría.....	40
2.3.6.3.4. Transporte incipiente de sedimentos granulares.....	40
2.3.6.3.5. Clasificación del transporte de sedimentos .....	43
2.3.7. Puentes.....	44
2.3.7.1. Aspectos generales.....	44
2.3.7.2. Consideraciones para el diseño.....	44
2.3.7.3. Parámetros hidráulicos para el diseño de puente .....	47
2.3.7.4. Tipología de puentes .....	48
2.3.7.5. Elementos de un puente .....	54
2.3.8. Hidráulica de puentes .....	56
2.3.8.1. Generalidades.....	56
2.3.8.2. Consideraciones sobre el emplazamiento de un puente.....	56
2.3.8.3. Consideración sobre la alineación de un puente .....	56
2.3.8.4. Dimensionamiento del vano altura libre .....	58
2.3.8.5. Dimensionamiento del ancho del vano y sus efectos erosivos .....	59
2.3.8.6. Erosión local .....	60
2.3.8.6.1. Generalidades .....	60
2.3.8.7. Cimentación y protección .....	64
2.3.9. Métodos de cálculo de la socavación .....	65
2.3.9.1. Socavación local en pilas .....	66
2.3.9.2. Socavación local en estribos .....	67
2.3.9.3. Socavación general del lecho.....	68
2.3.10. Marco Conceptual.....	71
CAPÍTULO III .....	73
MATERIAL Y MÉTODOS .....	73
3.1. Materiales.....	73
3.1.1. Recursos Humanos .....	73
3.1.1.1. Materiales Bibliograficos .....	73
3.1.2. Materiales de escritorio .....	73
3.1.3. Equipos .....	73
3.2. Métodos.....	74
3.2.1. Información Básica.....	74
3.2.1.1. Información Cartográfica y Topográfica. ....	74



3.2.2.	Información hidrológica disponible.....	74
3.2.3.	Información hidrométrica disponible .....	77
3.2.4.	Versión de los pobladores.....	78
3.3.	Estudio Hidrológico .....	78
3.3.1.	Características principales de la cuenca .....	78
3.3.1.1.	Topografía.....	78
3.3.1.2.	Cubierta Vegetal .....	79
3.3.1.3.	Hidrografía.....	79
3.3.1.4.	Descripción general de la Cuenca colectora. ....	80
3.3.1.5.	Principales parámetros hidrofisiográficos de la cuenca colectora Cumbaza, hasta la estación HLG Cumbaza.....	80
3.3.1.6.	Área de la Cuenca colectora .....	80
3.3.1.7.	Perímetro de la Cuenca colectora. ....	80
3.3.1.8.	Longitud del Cauce en la cuenca colectora.....	80
3.3.1.9.	Factor de Forma de la cuenca colectora.....	81
3.3.1.10.	Índice de Compacidad.....	81
3.3.1.11.	Rectángulo equivalente de la cuenca colectora.....	82
3.3.1.12.	Pendiente media del cauce principal colector. ....	82
3.3.1.13.	Red de drenaje y orden de las corrientes.....	83
3.3.1.14.	Densidad de drenaje en la cuenca colectora.....	83
3.3.1.15.	Resumen parámetros geomorfológicos de la cuenca colectora del río Cumbaza.....	83
3.3.1.16.	Tiempo de Concentración del río Cumbaza en el punto de aforo Estación HLG Cumbaza .....	84
3.3.1.17.	Tiempo de Concentración del río Cumbaza en la sección del puente vehicular.....	85
3.3.2.	Determinación del caudal de diseño .....	86
3.3.2.1.	Hidrología del área del Proyecto.....	86
3.3.2.2.	Aspectos generales para la determinación de caudales máximos.....	87
3.3.2.3.	Métodos Estadísticos. ....	88
3.3.2.4.	Estudio de avenidas máximas aplicando el Método de Gumbell Tipo I....	88
3.3.2.5.	Estudio de avenidas máximas aplicando el Método de Log Pearson Tipo III.....	90
3.3.2.6.	Cálculo del factor de cuenca.....	91

3.3.2.7. Caudales máximos en el lugar de emplazamiento del puente vehicular....	92
3.3.2.8. Cálculo del caudal máximo instantáneo en la sección del puente, aplicando el Método Hidráulico o Directo.....	93
3.3.2.8.1. Área Hidráulica máxima en la sección del puente. ....	93
3.3.2.8.2. Rugosidad del cauce en la sección del puente.....	94
3.3.2.8.3. Pendiente del cauce en la sección del puente. ....	94
3.3.2.8.4. Perímetro hidráulico en la sección del puente.....	95
3.3.2.8.5. Radio Hidráulico.....	95
3.3.2.8.6. Caudal máximo aplicando el método hidráulico en la sección de emplazamiento del puente vehicular.....	96
3.3.2.9. Cálculo del período de retorno para determinar el caudal de diseño del puente vehicular.....	98
3.3.2.9.1. Cálculo del Período de Retorno (Tr). ....	98
3.3.2.9.2. Cálculo del Caudal de diseño para el puente vehicular. ....	99
3.4. Estudio Hidráulico .....	99
3.4.1. Ubicación óptima del puente vehicular. ....	99
3.4.2. Comportamiento hidráulico del río, en el tramo que comprende el emplazamiento del puente vehicular. ....	100
3.4.2.1. Simulación del comportamiento hidráulico del río Cumbaza, ante la ocurrencia de la avenida de diseño. ....	101
3.4.3. Ancho de la sección estable del río en la sección del puente. ....	102
3.4.4. Profundidad de socavación general y local. ....	106
3.4.4.1. Cálculo de la profundidad de socavación local ( $t_s$ ).....	106
3.4.5. Tránsito de palizadas. ....	108
3.4.6. Transporte de sedimentos en el río Cumbaza, en la sección de emplazamiento puente vehicular. ....	109
3.5. Información para el dimensionamiento del puente vehicular. ....	110
3.5.1. Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación. ..	110
3.5.2. Tirante de la avenida de diseño y nivel máximo de agua en la sección de ubicación del puente.....	111
3.5.3. Ancho de la sección hidráulica que corresponde a la avenida de diseño. ...	112
3.5.4. Área de flujo a ser confinada por el puente. ....	113
3.5.5. Altura libre del puente. ....	113
3.5.6. Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente vehicular. ....	113

3.5.7. Luz del puente. ....	114
3.5.8. Análisis hidráulico con respecto a la luz del puente vehicular.....	114
3.5.9. Altura libre del puente. ....	114
3.5.10. Obras de protección necesarias.....	115
CAPÍTULO IV .....	116
RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	116
4.1. Resultados de las características principales de la cuenca.....	116
4.2. Resultados del estudio hidrológico .....	116
4.3. Resultados del estudio hidrológico. ....	118
4.4. Análisis y discusión de resultados .....	118
CONCLUSIONES .....	121
RECOMENDACIONES .....	124
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	126
ANEXO 01: INFORMACION HIDROLÓGICA .....	129
ANEXO 02: PANEL FOTOGRAFICO.....	130
ANEXO 03: PLANOS .....	134

## Índice de tablas

Tabla 1:Coeficiente de compacidad .....	19
Tabla 2:Coeficiente de Rugosidad.....	94



## Índice de cuadros

Cuadro 1: Precipitación total mensual estación San Antonio.....	75
Cuadro 2: Precipitación total mensual Estación Tarapoto.....	75
Cuadro 3: Precipitación Máxima en 24 horas Estación Tarapoto .....	76
Cuadro 4: Precipitación Máxima en 24 horas Estación San Antonio.....	76
Cuadro 5: Caudales máximos instantáneos Estación HLG – Cumbaza .....	77
Cuadro 6: Parámetros geomorfológicos cuenca colectora ubicación HLG-Cumbaza .....	84
Cuadro 7: Caudales máximos instantáneos (m <sup>3</sup> /seg) Estación HLG – Cumbaza.....	89
Cuadro 8: Caudales máximos (m <sup>3</sup> /seg) Estación HLG – Río Cumbaza.....	89
Cuadro 9: Caudales máximos instantáneos (m <sup>3</sup> /s) Río Cumbaza para diferentes periodos de retorno (Método Gumbell Tipo I).....	90
Cuadro 10: Caudales máximos instantáneos (m <sup>3</sup> /s) Río Cumbaza para diferentes periodos de retorno (Método Log Pearson Tipo III).....	91
Cuadro 11: Caudales máximos (m <sup>3</sup> /seg) en el río Cumbaza en lugar de emplazamiento del puente vehicular Juan Guerra.....	93
Cuadro 12: Caudales máximos (m <sup>3</sup> /seg) en el río Cumbaza en lugar de emplazamiento del puente vehicular Juan Guerra.....	99
Cuadro 13: Valores de simulación ante la ocurrencia de la avenida de diseño para un período de retorno de 100 años .....	101

## Índice de figuras

Figura 1: Delimitación de una cuenca Hidrográfica.....	16
Figura 2: Curvas IDF para diferente periodo de retorno .....	31
Figura 3: Hietograma de diseño.....	32
Figura 4: Representación esquemática de las etapas de un río.....	34
Figura 5: Forma en planta de cauces .....	35
Figura 6: Corte transversal de los cauces .....	35
Figura 7: Evolución de meandros .....	36
Figura 8: Secciones típicas de una transición entre dos curvas .....	36
Figura 9: Abanicos aluviales .....	37
Figura 10: Analogía de la balanza de lane.....	37
Figura 11: Curva de caudales clasificados (Izquierda) y características de un hidrograma (Derecha).....	38
Figura 12: Clasificación general de la socavación .....	38
Figura 13: Sección de un Río en curva.....	39
Figura 14: Corriente secundaria .....	39
Figura 15: Distribución de tamaño (izq.) y curva granulométrica (der.).....	40
Figura 16: Abaco de Shields.....	42
Figura 17: Acorazamiento de lecho.....	42
Figura 18: Clasificación de transporte de sedimentos .....	43
Figura 19: Distribución de velocidades (izquierda) y concentraciones de sedimento y suspensión (derecha).....	43
Figura 20: Puente Salinas - Amazonas de Tablero Inferior.....	48
Figura 21: Puente Eten - Chiclayo.....	49
Figura 22: Puente de Bellavista – Región San Martín- Perú.....	51
Figura 23: Alineación de la vía respecto al cauce .....	57
Figura 24: Alineación de pilas y estribos según la corriente .....	57
Figura 25: Ancho efectivo del puente.....	58
Figura 26: Vía de gran importancia alineada casi paralelamente con cauce de poca importancia.....	58
Figura 27: Influencia de la oscuridad de contorno H y el coeficiente de rugosidad en el cálculo hidráulico .....	59
Figura 28: Características hidráulicas del paso de agua bajo un puente .....	59

Figura 29:Remanso producido por la presencia de un puente en el cauce de un río.....	60
Figura 30:Dimensionamiento de la anchura del vano .....	60
Figura 31:Mecanismo de definición de la erosión local.....	61
Figura 32:Evolución esquemática de la erosión local con la velocidad .....	62
Figura 33:Evolución temporal de la erosión local en aguas claras y lecho vivo de der, erosión local en pilas según la velocidad de la corriente .....	62
Figura 34:Anchura efectiva para el cálculo de la erosión local.....	63
Figura 35:Anchura variable en pila .....	63
Figura 36:Ventajas del apoyo múltiple con grandes ángulos de ataque y longitudes de pila.....	64
Figura 37:Esquema de la erosión de un estribo.....	64
Figura 38:Criterio de profundidad de una cimentación superficial .....	65
Figura 39:Erosión local en cimentación profunda.....	65
Figura 40:Definición de los conceptos de erosión general y erosión local .....	65
Figura 41:Esquema de erosión local en pilas .....	66
Figura 42:Esquema en erosión local en estribos .....	67
Figura 43:Método de nivel para el cálculo de la erosión general .....	68
Figura 44:Método de Lischtvan-Levediev para el cálculo de la erosión.....	70

## Índice de imágenes

Imagen 1: Como podemos la carretera que lleva al Rio Cumbaza donde se emplazara el Puente Vehicular Juan Guerra.....	130
Imagen 2: Como podemos observar en la margen Izquierda del Rio Cumbaza donde se emplazará el Puente Vehicular Juan Guerra .....	131
Imagen 3: Como podemos observar los pobladores utilizan lancha para cruzar el Rio Cumbaza.....	132
Imagen 4: Como podemos observar al Dr. Ing. José del Carmen Pizarro Baldera en el lugar donde se emplazará el puente vehicular sobre el Rio Cumbaza .....	133



## Índice de planos

Plano 1:Ubicación y localización del tramo del rio cumbaza donde se emplazará el puente vehicular juan guerra .....	135
Plano 2:Cuenca del Rio Cumbaza .....	136
Plano 3:Topográfico, perfil longitudinal y sección transversal del cauce en la ubicación del puente .....	137
Plano 4: Secciones transversales del cauce del rio cumbaza (km 00+000 al 00+300).....	138
Plano 5:Simulacion hidráulica para la avenida de diseño en planta.....	139
Plano 6:Simulación hidráulica para la avenida de diseño secciones transversales (km 00+000 al 00+300).....	140
Plano N° 07:Dimensionamiento hidráulico del puente vehicular juan guerra .....	141

## Resumen

El presente trabajo de investigación de ingeniería “Estudio Hidrológico e Hidráulico para el dimensionamiento Optimizado del Puente Vehicular sobre el rio Cumbaza en la localidad Juan Guerra-Distrito Juan Guerra-Provincia de San Martin- San Martin 2018”, que presenta una altitud media de 201 m.s.n.m. con un clima cálido típica de Juan Guerra, ubicándose el tramo de interés en el rio Cumbaza.

Se realizará para contribuir técnicamente con el aporte del estudio hidrológico e hidráulico, ya que para el diseño del puente en referencia se hace necesario disponer de estudios básicos de ingeniería, el cual aportara con el valor de los parámetros necesarios para realizar el dimensionamiento hidráulico optimizado de dicha estructura.

Para tal fin se calculó los parámetros de la cuenca del rio Cumbaza en la sección de interés donde se emplazara el puente vehicular, con la finalidad de estimar los caudales máximos para diferentes periodo de retorno , a partir de un análisis de registros hidrometeorológicos o información meteorológica de la estación CO San Antonio y estación HLG Cumbaza, ubicadas a inmediaciones de la sección de interés en el área adyacente a la zona de proyecto, con datos de precipitación total mensual (mm) y precipitación máxima en 24 horas (mm) del periodo 2001-2013 respectivamente, con lo que se procedió a realizar cálculos estadísticos usando los Métodos de Gumbell Tipo I y Método de Log Pearson Tipo III.

Se logró determinar el valor del caudal o avenida de diseño de  $Q=1534.95 \text{ m}^3/\text{s}$  (, para un periodo de retorno de 100 años , con lo que se procedió a dimensionar el puente vehicular sobre el rio Cumbaza, en lo que respecta al borde libre o tirante de seguridad de 3.15 m, con un nivel mínimo recomendable para el tablero del puente de 206.77 msnm y con una luz de puente no menor que el ancho de la sección estable del rio de 115.00 m.

Palabras clave: Hidrológico, hidráulico, dimensionamiento, puente, vehicular, Cumbaza [Distrito], Juan Guerra - [Provincia], San Martin 2018.

## Abstract

The following engineering research work “Hydrological and Hydraulic Study for the Optimized Sizing of the Vehicular Bridge over the Cumbaza River in the locality of Juan Guerra - Juan Guerra District - San Martin Province- San Martin 2018”, which presents an average altitude of 201 masl with a typical warm climate of Juan Guerra, the track on interest located on the Cumbaza River.

It will be carried out to contribute technically with the contribution of the hydrological and hydraulic study, since for the design of the reference bridge it is necessary to have basic engineering studies, which will contribute with the value of the necessary parameters to perform the optimized hydraulic sizing of said structure.

For this purpose, the parameters of the Cumbaza river basin were calculated in the section of interest where the vehicular bridge will be located, with the purpose of estimating the maximum flows for different return period, based on an analysis of hydro meteorological records or meteorological information from the CO San Antonio station and HLG Cumbaza station, located near the section of interest in the area adjacent to the project area, with data on total monthly precipitation (mm) and maximum precipitation in 24 hours (mm) of the 2001 period -2013 respectively, which resulted in statistical calculations using the Gumbell Methods Type I and Log Pearson Method Type III.

It was possible to determine the value of the flow or design avenue of  $Q = 1534.95 \text{ m}^3 / \text{s}$  (, for a return period of 100 years, with which the vehicular bridge over the Cumbaza river was dimensioned, with respect to the edge 3.15 m free or safety brace, with a minimum recommended level for the bridge deck of 206.77 masl and with a bridge light not less than the width of the stable section of the river of 115.00 m.

Keywords: Hydrological, hydraulic, sizing, bridge, vehicular, Cumbaza [District], Juan Guerra - [Province], San Martin 2018.



## **Introducción**

El presente proyecto de investigación, comprende la presentación de los resultados del Estudio Hidrológico e Hidráulico para el dimensionamiento del puente vehicular denominado Juan Guerra a construirse sobre el río Cumbaza, en las inmediaciones de la localidad de Juan Guerra.

El desarrollo de la infraestructura vial de transporte terrestre, implica necesariamente el cruce de caminos o carreteras con los diferentes cursos de agua existentes, para lo cual es necesario proyectar y construir obras específicas como son los puentes vehiculares y/o peatonales para cuyo diseño se hace necesario disponer del Estudio Hidrológico e Hidráulico, el cual aportara con el valor de los parámetros necesarios para realizar el dimensionamiento hidráulico en este caso optimizado de dicha estructura.

Durante la fase o proceso de planificación, diseño y construcción de puentes se hace necesario conocer el comportamiento hidrológico de los cursos de agua en el lugar (punto de interés), donde se van a emplazar estas estructuras con la finalidad de determinar de manera adecuada el dimensionamiento de cada una de ellas, lo que implica el conocimiento de determinados Estudios Básicos de Ingeniería, siendo uno de ellos el Estudio Hidrológico e Hidráulico.

En tal sentido para elaborar el proyecto del puente en referencia, es necesario desarrollar primero los estudios básicos de ingeniería, entre los cuales se encuentra el estudio hidrológico e hidráulico, materia del presente trabajo de investigación.

# CAPÍTULO I

## REVISION BIBLIOGRÁFICA

### 1.1 Antecedentes del Problema

En el norte y centro del Perú, el daño causado en los apoyos, estribos y/o pilares de puentes vehiculares, por las avenidas extremas del Fenómeno del Niño que vienen ocurriendo en los últimos años de manera recurrente, causaron en algunos casos el colapso total de dichas estructuras, trayendo consigo grandes pérdidas económicas para el país, pues además del costo de la estructura ocasionó la interrupción del transporte terrestre, ocasionando también problema social.

En las regiones de Ceja de Selva del Perú y de manera particular en San Martín, en las últimas tres décadas se vienen intensificando cambios climáticos de consideración, que vienen alterando el comportamiento hidrológico en las cuencas y sub cuencas de los ríos que conforman la vertiente hidrográfica del Amazonas. Estos cambios inciden directamente en el comportamiento hidráulico de los cursos de agua, independientemente de su orden y ubicación dentro del sistema hidrográfico señalado.

La cuenca u Hoya Amazónica, cuenta entre sus principales tributarios al río Huallaga, el mismo que por la longitud de su recorrido, así como por la magnitud del área colectora de su cuenca, presenta una alta capacidad de descarga que varía de manera ostensible a lo largo de los doce (12) meses del año.

Las descargas en los últimos treinta años vienen sufriendo variaciones bruscas en sus extremos, siendo las descargas máximas o de grandes avenidas el origen de serios cambios en la configuración geométrica del cauce de los ríos, así como, el origen de severas inundaciones, sobre todo en las partes bajas de las cuencas, afectando centros poblados, zonas agrícolas, así como grandes extensiones de terrenos baldíos. El río Huallaga, en su largo recorrido desde sus nacientes en Cerro de Pasco hasta antes de su desembocadura en el río Marañón, recibe las aguas de un sin número de ríos tributarios por cada una de sus márgenes, siendo el río Mayo uno de ellos. A este río, también vierten sus aguas diversos tributarios menores que conforman su principal red hidrográfica, siendo uno de los

principales **el río Cumbaza**, cuya cuenca presenta un territorio apropiado para el desarrollo agrícola y urbano donde se asientan la ciudad de Tarapoto, Morales y La Banda de Shilcayo, pioneras del desarrollo de la región San Martín.

En lo que respecta al territorio de la parte baja de la cuenca del río Cumbaza, gran parte del área se encuentra desarrollada por cultivos bajo riego que se ubican en la margen derecha del río, lo cual implica gran producción de cultivo de arroz, maíz y pan llevar, por lo que, para realizar el transporte de la producción agrícola hacia el mercado en la ciudad de Tarapoto, se ha implementado la construcción de una red vial interna de caminos vecinales con la finalidad de facilitar el acceso vehicular, así como, de maquinaria y vehículos y así poder garantizar el desarrollo de las actividades agrícolas y sobre todo durante el proceso productivo, para poder transportar la producción a los mercados de consumo. El desarrollo de la red vial interna del sistema de riego Cumbaza y alrededores, se encuentra limitado en la parte sur debido a la carencia de un puente vehicular que permita transportar la producción agropecuaria de la margen derecha a la margen izquierda del río Cumbaza y enlazar con la carretera FBT, por lo tanto es necesario proyectar y construir un puente vehicular para cuyo diseño, se hace necesario disponer del Estudio Hidrológico e Hidráulico, el cuál aportara con el valor de los parámetros necesarios para realizar el dimensionamiento hidráulico optimizado de dicha estructura, en tal sentido el presente proyecto de investigación, se orienta hacia ello.

## **1.2. Alcances y/o aspectos generales de la investigación**

El presente trabajo de investigación se enmarca dentro de la importancia del estudio hidrológico e hidráulico para el dimensionamiento optimizado del puente vehicular Cumbaza, en la localidad de Juan Guerra, en el cual se ubica en el Departamento de San Martín, Provincia de San Martín, Distrito Juan Guerra.

### **1.2.1. Aspectos generales**

#### **1.2.1.1. Ubicación Política**

El lugar donde se emplazará el puente vehicular, se ubica políticamente en:

Localidad	:	Juan Guerra.
Distrito	:	Juan Guerra.
Provincia	:	San Martín
Región	:	San Martín.

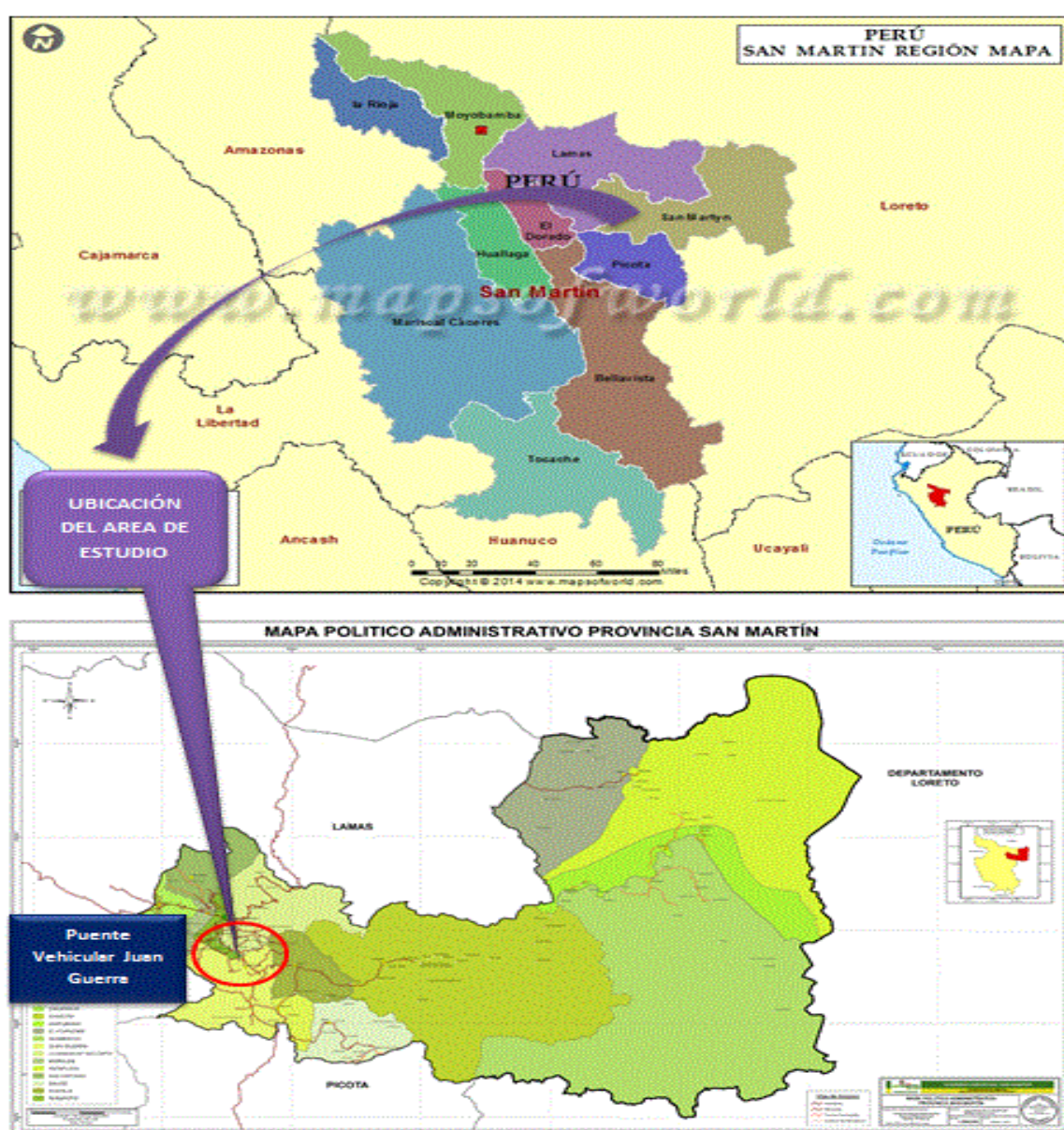
La ubicación, se presenta en el Plano PU del Anexo.

### 1.2.1.2. Ubicación Geográfica

La ubicación geográfica media del lugar donde se emplazará el Puente vehicular, se encuentra entre la intersección de los paralelos o coordenadas siguientes:

Longitud Oeste	:	76° 20' 18"
Altitud media	:	201.00 msnm.
Latitud Sur	:	06° 35' 16"

En la siguiente imagen, se presenta la ubicación del área del proyecto, es decir, el lugar donde se ha proyectado el puente vehicular sobre el río Cumbaza.



*Imagen 1:* Mapa de ubicación geográfica del área de estudio



## UBICACIÓN DE LA SUB CUENCA DEL RIO CUMBAZA

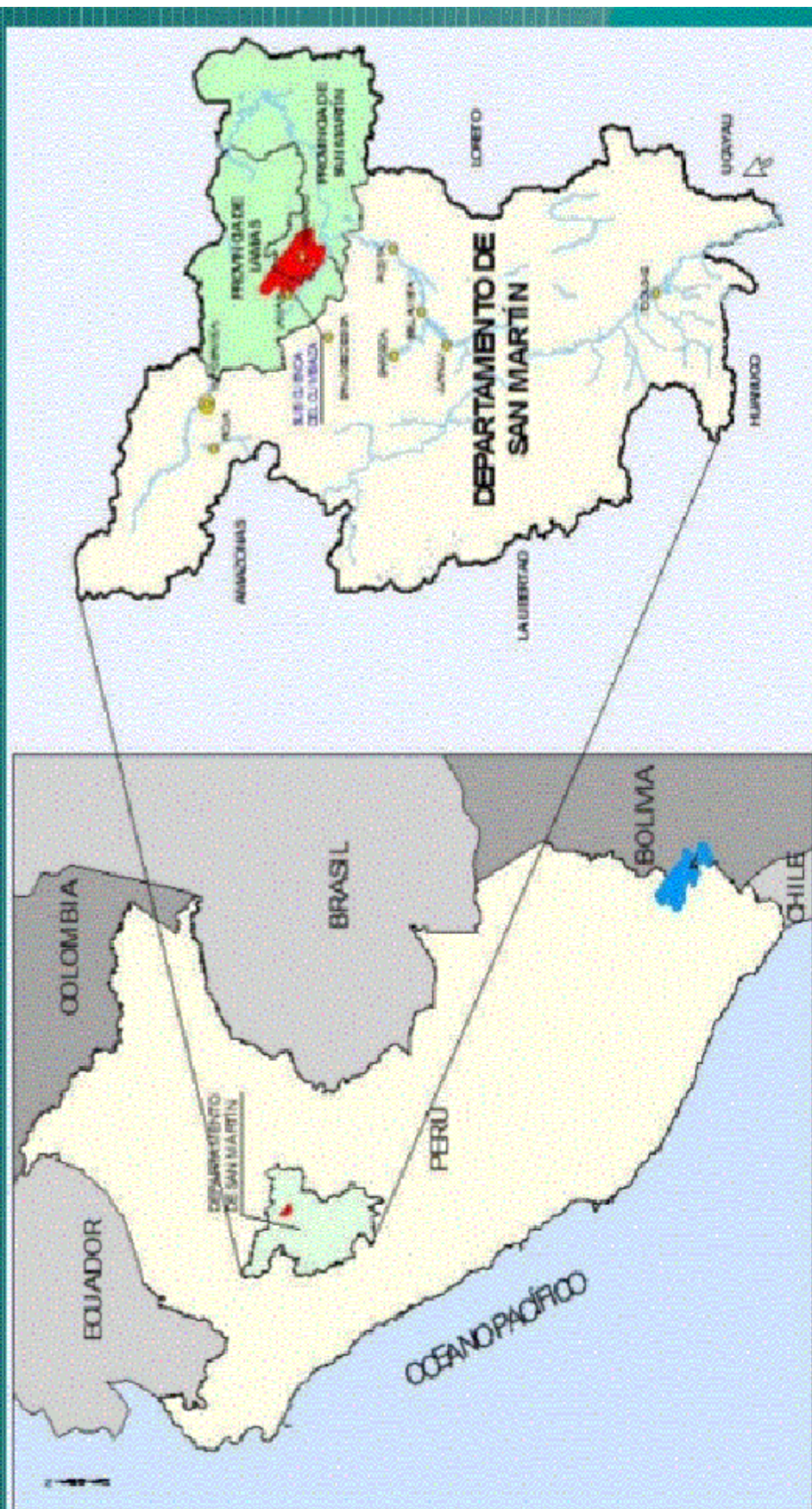


Imagen 2: Mapa de ubicación de la sub cuenca del Rio Cumbaza



### 1.2.1.3 Climatología

Una parte significativa de la cuenca del Cumbaza, especialmente en la parte menos montañosa, el clima corresponde a la zona de vida de bosque seco tropical, con un promedio de 26°C y de precipitación de 1232 mm anuales. En cambio, en la zona montañosa la precipitación se incrementa significativamente, correspondiendo a la zona de vida bosque húmedo pre montano tropical.

### 1.2.1.4 Hidrología

La ciudad de Tarapoto, (Tarapoto, Morales y Banda de Shilcayo) se encuentra ubicada en la red hidrográfica de la cuenca del Cumbaza, constituida por el río Cumbaza, como eje principal, siendo sus afluentes principales por la margen izquierda el río Shilcayo y las quebradas Ahuashiyacu y Pucayacu y por la margen derecha la quebrada Shupishiña. sistemas de escorrentía pluvial y acequias que discurren por la ciudad de Tarapoto, Morales y La Banda de Shilcayo se encuentran una altitud promedio de 333 m.s.n.m., la falta de un sistema de drenaje que permita el encauzamiento de las aguas provenientes de las lluvias a través de obras que garanticen su evacuación inmediata, constituye un problema al área urbana de las mencionadas localidades, trayendo como consecuencia el deterioro de la infraestructura de sus viviendas asentadas en las partes bajas, y la integridad física de los moradores.

**Erosión y sedimentación:** La acción de arrastre de partículas de suelo que se produce durante las lluvias, desde las zonas altas de Tarapoto, Morales y la Banda de Shilcayo, debido a la topografía y a la exposición del terreno natural a las precipitaciones pluviales, origina la sedimentación de estas partículas del suelo en la zona baja, específicamente en el barrio Huayco, Atumpampa, parte baja del distrito de Morales así como en el distrito de la Banda de Shilcayo; parte de estos sedimentos transportados llegan hasta el Río Cumbaza.

## **1.3. Justificación de la investigación**

El desarrollo del presente trabajo de investigación, se justifica por la necesidad de contribuir técnicamente con el aporte de estudio Hidrológico e Hidráulico que comprende el cálculo de caudales máximos para diferentes periodos de retorno, así como, seleccionar el caudal de diseño que permita el dimensionamiento hidráulico del puente vehicular sobre el río

Cumbaza en la localidad de Juan Guerra, en lo que respecta a la luz, la altura del puente y niveles de cimentación.

Los resultados del presente trabajo de investigación, que constituye uno de los Estudios Básicos de Ingeniería servirán como aporte a la entidad que es la Municipalidad Distrital de Juan Guerra, para la elaboración total del Proyecto.

La investigación se plantea ante la necesidad de contar con la información de ingeniería necesaria para la elaboración del proyecto del puente vehicular sobre el río Cumbaza.

**a) Justificación teórica.**

El desarrollo del Estudio Hidrológico e hidráulico, para el dimensionamiento del puente vehicular se sustentará en la aplicación de las teorías de Topografía en la ingeniería, Mecánica de Suelos, de la Hidráulica fluvial y de la Hidrología superficial.

**b) Justificación práctica.**

Se solucionará la carencia del estudio básico de ingeniería necesario para el dimensionamiento hidráulico optimizado, el cual una vez realizado, facilitará el diseño estructural y la elaboración del expediente técnico del proyecto, el cual permitirá a la autoridad local iniciar las gestiones ante las entidades del estado para conseguir el financiamiento y pronta ejecución de la obra.

**c) Justificación social.**

La investigación tiene relevancia social, toda vez que los resultados obtenidos de ella serán un aporte a la Municipalidad Distrital de Juan Guerra ya que facilitarán la elaboración del Expediente Técnico del proyecto del puente vehicular sobre el río Cumbaza, cuya posterior ejecución permitirá solucionar el problema del transporte de población ubicada en la margen derecha del río Cumbaza, para que accedan a los servicios públicos en la localidad de Juan Guerra y ciudad de Tarapoto, así como, el transporte de la producción agropecuaria de los pobladores asentados en las localidades de la margen derecha del río como son, San Francisco de río Mayo, San Martín de Cumbaza, San Juan de Cumbaza, etc, contribuyendo así, a la mejora de su calidad de vida.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes teóricos**

Como antecedentes relacionados con el trabajo de investigación, podemos citar los siguientes:

##### **Antecedentes Internacionales**

**Autor: Tapia Gonzales Bolívar**

Tesis: “*Diseño Estructural del Puente sobre el Canal Internacional Ecuador – Perú*” – Universidad Nacional de Chimborazo, Ecuador 2009.” Entre sus conclusiones menciona:

a)-. El conocimiento relacionado al Diseño de Puentes ha crecido tanto en los aspectos teóricos como prácticos, gracias a trabajos de investigación sobre las propiedades de los materiales, en métodos más racionales y precisos sobre el comportamiento estructural, en el estudio de eventos extremos particularmente peligrosos para puentes tales como sismos y socavación. A fin de mantener el paso con todos estos avances, el AASHTO en base a las investigaciones del Programa Nacional Cooperativo de Investigación en Carreteras (NCHRP), concluyó que las Especificaciones STANDARD contenían vacíos discernibles, inconsistencias y aún algunos conflictos, además las especificaciones no reflejaban, ni incorporaban la filosofía de diseño más reciente, el Diseño por Carga y Resistencia Fracturada (LRFD), una filosofía que ha venido imponiéndose en otras áreas de la Ingeniería Estructural y en otras partes del mundo tales como Canadá y Europa.

b)-. En base a la identificación y verificación de los estudios básicos de Ingeniería del Puente sobre el Canal Internacional Ecuador – Perú, elaborados por la Empresa Técnica y Proyectos S.A. TYPSA, Consultora de los Estudios del Proyecto Eje Vial 1. Se ha determinado la proyección de una estructura de cruce entre el Canal Internacional y la Variante Internacional CEBAF Perú – Ecuador, un Puente de luz 83,60 m, se ha considerado esta longitud no solo para permitir pasar el flujo que discurre por el canal, también permitirá pasar los caminos laterales que van paralelos al canal para que el tránsito en esta zona no sea interrumpido.

c)-. Mediante el Cálculo, Memoria Estructural y Planos se provee el Diseño Estructural del Puente sobre el Canal Internacional Ecuador – Perú, para el Proyecto Apoyo a la Integración Física Regional Eje Vial 1, con el fin de dar continuidad a las variantes internacionales del

lado Ecuador y lado Perú. El mismo que se ha realizado mediante las Especificaciones STANDARD AASHTO 2002, y las Especificaciones LRFD AASHTO 2004, con sus respectivos sustentos, Análisis de Precios Unitarios y Presupuesto además de un comparativo entre las dos alternativas de Diseño.

d).- Se demuestra mediante el Análisis Comparativo entre las Especificaciones STANDARD AASHTO, publicadas en el 2002, y las Especificaciones LRFD AASHTO, publicadas en el 2004, la seguridad, eficiencia y reducción de costo mediante el uso de las Especificaciones LRFD AASHTO para el Diseño de Puentes, logrando un 15,06 % de reducción en el Rubro: Acero de Refuerzo  $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$ , con lo cual se alcanza una mejora sustancial en lo que respecta a metrado (Volumen de Obra), además de dar confiabilidad debido al incremento de la Carga del Camión de Diseño y de los factores de reducción de capacidad de material.

### **Antecedentes Nacionales**

**Autor: Seaurz Alisson**

Tesis: *“Dimensionamiento Hidráulico Optimizado de Puentes con Terraplenes”* - Universidad de Piura 2006 . En sus conclusiones menciona.

Las estadísticas mundiales de fallas de puentes sobre cursos de aguas, demuestran que la mayoría de puentes fallan por razones hidráulicas, generalmente erosión en pilares o estribos.

Las fallas de puentes por razones meramente estructurales son raras en comparación con las fallas por erosión hidráulica. Este hecho ha llevado a muchos países a desarrollar manuales de diseño hidráulico para puentes. El primer manual de puentes fue *Guide to Bridge Hydraulics* (Guía de Hidráulica de Puentes) editado por Charlie Neill en 1973 en Canadá; seguido después por diversos manuales y libros publicados en varios países del mundo, entre los que destaca *HEC-18 Evaluating Scour at Bridges* (Evaluación de Erosión en Puentes) publicado por la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos (última edición en 2001) y en nuestro idioma el libro *Hidráulica Fluvial* del profesor español Juan Pedro Martín Vide.

En el Perú, las fallas de puentes por razones hidráulicas son probablemente aún más altas que en otros lugares del mundo, por la ocurrencia del Fenómeno El Niño. Esto haría pensar

que en nuestro país se debe prestar mucha atención al diseño hidráulico de puentes; sin embargo, este no es el caso. El Ministerio de Transportes y Comunicaciones publicó en el 2003 el Manual de Diseño de Puentes<sup>1</sup>, que si bien trata en detalle los aspectos estructurales del puente, solo hace una muy breve mención a los factores hidráulicos. En comparación con los manuales de otros países, el manual peruano no define claramente como establecer el caudal de diseño (su periodo de retorno), como calcular las profundidades de erosión, cuales son los requisitos topográficos para el cálculo hidráulico, ni mucho menos cuales deben ser las dimensiones hidráulicas (longitud, altura) del puente. Solo se mencionan sugerencias muy generales y puramente cualitativas que son de poca ayuda práctica. Este manual también sugiere la aplicación del modelo HEC-RAS para cálculo hidráulico del puente.

El modelo numérico HEC-RAS es reconocido como el modelo unidimensional más avanzado que existe para el cálculo hidráulico de puentes; las ecuaciones empíricas del cálculo de erosión que el HEC-RAS emplea representan el estado del arte (aún muy imperfecto) en los conocimientos de erosión en puentes, algunos de los cuales se muestran en el presente documento. Si bien ya existen actualmente modelos tri-dimensionales más sofisticados, ellos aún no son empleados en casos prácticos por las limitaciones actuales de computo”.

**Autor. Velasco Ocaña Marcos M.**

Tesis: *“Investigación Hidráulica y sedimentológica del Tramo Urbano del río Piura”*  
Universidad de Piura. Perú, 2002, entre sus conclusiones y recomendaciones menciona:

- Los caudales del río Piura en la zona del estudio pueden variar entre los caudales mínimos (incluyendo periodos sin flujo de agua) hasta miles de m<sup>3</sup> /s. Es obvio que durante el período de avenidas el río no tiene equilibrio y ocurre erosión importante en este tramo, mientras que durante periodo después de avenidas el fenómeno es totalmente contrario y ocurre la sedimentación en varias zonas, especialmente en zonas de erosión anterior.
- Uno de los parámetros principales que define las características de los sedimentos del río Piura es la gran cantidad de áreas deforestadas por acción antrópica que generan condiciones de denudación y aporte de materiales para el mayor contenido volumétrico de sedimentos en las partes intermedia y distal del Río Piura.
- Teniendo en cuenta que existen limitaciones debido a las infraestructuras existentes de la protección ribereña del río Piura, los ensayos en el modelo hidráulico no fueron

limitados a solo un caudal de diseño y en el modelo hidráulico se ha analizado una gama de caudales típicos, combinados con otros parámetros que influyen la capacidad máxima del cauce, como erosión, sedimentación, niveles máximos del pelo de agua en la zona 129 del puente Cáceres y variación de los niveles aguas abajo del modelo, con la finalidad de analizar varios escenarios que pueden ocurrir durante el periodo de avenidas.

- Las mayores velocidades se producen en la ribera izquierda del puente Bolognesi y en la ribera derecha del puente Sánchez Cerro. - El río Piura dentro de la ciudad tiene una reducida capacidad hidráulica, dado que el ancho del río se reduce a menos que 100m, en comparación con más de 1000m fuera de la ciudad. La capacidad hidráulica en el tramo estudiado directamente depende del proceso de erosión y de sedimentación, de tal manera que la capacidad máxima sólo se puede obtener con la erosión máxima del fondo del cauce. - No se puede aumentar la capacidad hidráulica del cauce del río Piura en el tramo de estudio, sin efectuar cambios drásticos de forma y dimensiones del cauce actual, dado que las infraestructuras en ambas riberas del río Piura impiden cambios laterales. - Bajo condiciones de erosión máxima y paulatina, la capacidad máxima del cauce del río Piura en el tramo urbano llega a cerca de 4050 m<sup>3</sup> /s. - El puente Cáceres si bien es cierto no reduce el ancho promedio del cauce, presenta como mayor efecto negativo la generación de líneas de corriente dirigidas hacia la ribera derecha del río.
- Existe una clara influencia del puente Cáceres en las secciones aguas abajo, que puede apreciarse en los perfiles de máximas erosiones en los diversos ensayos realizados. Respecto del fondo resultante en esa zona, se observan erosiones en la margen derecha y sedimentaciones en la margen izquierda.
- La capacidad máxima del cauce depende considerablemente de la influencia de los niveles aguas abajo de la zona urbana. - El puente Cáceres es el punto más vulnerable a inundación en el tramo urbano del río Piura en donde el máximo nivel de agua corresponde a la cota 30.50 m.s.n.m. - Como uno de los datos más interesantes puede destacarse que las mayores erosiones del tramo B se presentan en la sección ubicada a 100 m aguas abajo del puente Cáceres, donde el modelo físico determina cotas de 12.4 m.s.n.m.
- Se recomienda establecimiento de un sistema de transferencia de información en tiempo real de modo de prevenir a las autoridades y a la población sobre las próximas crecidas del río. Como parte de este sistema se tiene que poner en operación un sistema integral

de mediciones y observaciones de parámetros hidrológicos en toda la cuenca del río Piura según el programa especialmente elaborado para este sistema. - Durante la elaboración del estudio definitivo se deben respetar los niveles de máximos actuales del sistema de protección y consecuentemente del agua en el río Piura durante el período de avenidas, que también son limitados por la infraestructura existente.

**Autor: Zegarra Ciquero Luis**

Tesis de Maestría: *“Análisis y Diseño de Puentes Colgantes”* - Universidad Católica del Perú 2007. En sus conclusiones menciona.

- a) Se ha presentado el procedimiento de diseño que deben tener estos puentes, particularmente los de luces intermedias, así como las características importantes y relaciones que deben cumplir para tener un comportamiento adecuado ante las sollicitaciones externas.
- b) En los puentes de luces del orden de 400 m, que corresponden a luces que se pueden presentar en ríos de nuestra selva, se necesitan comparaciones económicas entre puentes colgantes metálicos y puentes atirantados, de concreto ó de acero, para facilitar la elección del tipo adecuado de puente.
- c) Aplicando el procedimiento anterior se pueden plantear comparaciones de soluciones para puentes de menor luz, de manera de que estableciendo los precios unitarios correspondientes a una ubicación particular, se pueda establecer la luz a partir de la cual los puentes colgantes son la solución económica.
- d) Es necesario iniciar las investigaciones del comportamiento aerodinámico de puentes colgantes en túneles de viento, que es el procedimiento de análisis aceptado por las Normas para los casos en que las relaciones luz/ancho de tablero excedan de 30.

**Antecedentes Locales**

**Autor: Pérez Salas, Víctor Alberto**

Informe de Ingeniería: *“Estudio y Diseño Hidráulico para proyectos de puentes sobre corrientes de Agua”*- Universidad Nacional de San Martín, Año 2011, entre sus conclusiones menciona:

De acuerdo con el análisis en conjunto de los principios y criterios enumerados, con los estudios de campo, se podrá definir la ubicación, la longitud o dimensionamiento incluyendo las luces parciales, la altura y los niveles de profundidad de cimentación en los proyectos de

puentes sobre corrientes de agua. Por lo que concluye que un puente se justifica su construcción, vida, uso continuo cuando se realizan los estudios de análisis y diseño hidráulico correspondientes, pues es garantía ante las amenazas de la naturaleza debido a las condiciones de diseño tomadas en cuenta y que de esta manera permitirá al estructurista predimensionar y justificadamente, siempre y cuando represente una economía y deficiencia de tiempo y trabajo al tránsito.

**Autor: Hidroconsult EIRL**

Estudio: *“Estudio Hidrológico e Hidráulico para el proyecto: “Construcción del Puente Vehicular sobre el río Parapapura” - Loreto, Perú 2006.* Entre sus conclusiones menciona:

- a) La pendiente del cauce del río en el tramo de estudio es de  $s = 0.00026$  m/m.
- b) La precipitación máxima anual caída en 24 horas (período 1969 - 2005), en el ámbito del proyecto es de 156 mm.
- c) El caudal o avenida de diseño del proyecto es de 1,097.60 m<sup>3</sup>/seg para un período de retorno de 200 años.
- d) La luz del puente no deberá ser menor a 140 metros, que corresponde a la sección estable del río – dimensionamiento optimizado..
- e) La altura libre de los estribos del puente no deberá ser menor a 7.50 m.
- f).- Los niveles de cimentación, deberán quedar definidos en función a la capacidad portante del suelo de fundación, ya que el valor de la socavación del cauce es de 3.00 m, valor bajo debido a la baja pendiente del cauce ya que la ubicación del puente se encuentra próximo a la desembocadura del río Parapapura en el río Huallaga.

## **2.2. Objetivos**

### **2.2.1. Objetivo general**

- Determinar el caudal de diseño en la zona de emplazamiento del puente vehicular (punto de interés) y realizar el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre el río Cumbaza, en el Distrito de Juan Guerra, Provincia San Martín, Región San Martín.



### **2.2.2. Objetivos específicos**

- Calcular el valor de los principales parámetros hidrológicos que permitan la caracterización de la cuenca del río Cumbaza.
- Calcular los caudales máximos para diferentes periodos de retorno en el río Cumbaza, en el lugar de ubicación proyectada del puente vehicular.
- Seleccionar el caudal de diseño que permita el dimensionamiento hidráulico del puente vehicular sobre el río Cumbaza.
- Cálculo de los parámetros hidráulicos necesarios para el dimensionamiento optimizado del puente vehicular.
- Realizar el dimensionamiento hidráulico optimizado del puente vehicular sobre el río Cumbaza, en la localidad de Juan Guerra.

## **2.3. Marco Teórico**

### **2.3.1. Estudio Topográfico**

ARIAS (1983) Todo estudio constructivo de ingeniería empieza con un reconocimiento topográfico como aspecto preliminar de su factibilidad, a simple observación y con criterio apropiado; el reconocimiento in situ permitirá conocer la característica topográfica más resaltante, dando una idea del método a emplearse en los levantamientos topográficos. En síntesis, el conocimiento topográfico es técnico, el cual abarca todas las superficies de estudio. En seguida se detallan sus finalidades:

- Estimar el área específica del estudio.
- Definir el método a emplearse en el levantamiento topográfico.
- Determinar tentativamente el curso del río de entrada y salida donde se va realizar el estudio del puente y ubicar el lugar adecuado para la infraestructura (puente) y obras complementarias.
- Emplear una escala adecuada en la elaboración de los planos.

## **2.3.2. Estudio Hidrológico**

### **2.3.2.1. Definición**

(Villón Béjar, 2011) La hidrología es ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente incluyendo a los seres vivos.

### **2.3.2.2. Importancia y ámbito de aplicación**

(Villodas, 2008). El agua desarrolla funciones básicas en casi todos los ámbitos de la vida, ya sea como alimento, parte constituyente de los organismos, elemento esencial en la fotosíntesis de los vegetales, medio de transporte, vehículo de energía, regulador de la energía en el balance térmico de la tierra y elemento modelador del paisaje.

### **2.3.3. Ciclo Hidrológico**

(Te Chow, 2000) en la tierra, el agua existe en un espacio llamado hidrosfera, que se extiende desde unos 15 kilómetros por debajo de la litosfera o corteza terrestre. El agua circula en la hidrosfera a través de un laberinto de caminos que constituyen el ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua. Se muestra en forma esquemática como el agua se evapora desde los océanos y desde la superficie terrestre volverse parte de la atmosfera; el valor de agua se transporta y se eleva en la atmosfera hasta que se condensa y precipita sobre la superficie terrestre a los océanos.

## **2.3.4. Estudio de una cuenca hidrológica**

### **2.3.4.1. Cuenca hidrológica**

(Villón Béjar, 2011) La cuenca de drenaje de una corriente es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

### **2.3.4.2. Delimitación de una cuenca**

(Villón Béjar, 2011) la delimitación de una cuenca, se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel siguiendo las líneas de **divortium acuarium** (parteaguas), la cual es una línea imaginaria, que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por

la precipitación, que en cada sistema de corriente fluye hacia el punto de salida de cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca.

### 2.3.4.3. Características morfométricas de una cuenca hidrográficas

#### 2.3.4.3.1. Área de la cuenca hidrográfica

(Villón Béjar, 2011) Se refiere al área proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca". Para algunos autores una cuenca pequeña puede variar entre 4 a 130km<sup>2</sup>, y para otros hasta los 250km<sup>2</sup>.



*Figura 1:* Delimitación de una cuenca Hidrográfica. (Fuente: Elaboración propia).

#### 2.3.4.3.2. Perímetro de la cuenca

(Villón Béjar, 2011) Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca.

#### **2.3.4.3.3. Altitud de la cuenca**

Vásquez (2001). La altura mediana de la cuenca tiene influencia fundamental en el régimen hidrológico puesto que las precipitaciones de la cuenca, generalmente presentan una buena correlación con la altitud. A partir de la curva hipsométrica, se puede determinar fácilmente la denominada elevación mediana de la cuenca, la cual equivale a la cota correspondiente al 50 % del área de la cuenca.

#### **2.3.4.3.4. Curva hipsométrica**

(Breña Puyol & Jacobo Villa, 2006). Es una curva que representa en ordenadas, las elevaciones o altitudes de la cuenca que se ubica a partir de las superficies de la descarga o salida en abscisa. Se puede considerar a esta curva como una especie del perfil de cuenca de análisis. La distribución espacial de la altitud en la cuenca es fundamental para caracterizar su condición morfológica, es decir, saber qué porcentaje de la cuenca corresponde a zonas de montaña, lomeríos, planicies, etc. Primero se requiere obtener un diagrama de frecuencias que asocie área -altitud; es decir, determinar el valor de área correspondiente a un intervalo de altitud, abarcando el rango comprendido entre las elevaciones del terreno mínima y máxima.

#### **2.3.4.3.5. Frecuencia de altitudes**

Este parámetro fisiográfico mide la variación en elevación de una cuenca. Aplicando el método de las intersecciones se obtiene la elevación media de una cuenca.

#### **2.3.4.3.6. Pendiente de la cuenca**

(Villón Béjar, 2011) La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de crecidas.

#### **2.3.4.3.7. Propiedades de la red hídrica**

##### **2.3.4.3.7.1. Red de drenaje**

(Villón Béjar, 2011) La red de drenaje de una cuenca, refiere a las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella es otra característica importante en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema del drenaje en el escurrimiento resultante, es decir la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe. La forma de drenaje, proporciona también indicios de condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca. Las características de una red de drenaje, pueden describirse principalmente de acuerdo con:

- El orden de las corrientes
- Longitud de los tributarios
- Densidad de corriente
- Densidad de drenaje.

#### 2.3.4.3.7.2. Orden de drenaje

Villon B. M. (2011). Antes de hablar del orden de las corrientes, conviene ver su clasificación. Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca.

- Una corriente efímera
- Una corriente intermitente
- La corriente perenne.

#### 2.3.4.3.7.3. Longitud de los ríos tributarios

(Villón Béjar, 2011), La longitud de los tributarios es una indicación de la pendiente de la cuenca, así como del grado de drenaje. Las áreas escarpadas y bien drenadas, así como del grado de drenaje. las áreas escarpadas y bien drenadas, usualmente tienen numerosos tributarios pequeños mientras que regiones planas, donde los suelos son profundos y permeables, se tienen tributarios largos, que generalmente son corrientes perennes.

#### 2.3.4.3.7.4. Longitud total de la red hídrica

La longitud de los tributarios se incrementa como una función de su orden.

Este arreglo es también, aproximadamente, una ley de progresión geométrica.

La relación no es válida para corrientes individuales.

#### 2.3.4.3.7.5. Pendiente media de la red hídrica

(Villón Béjar, 2011) el conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento del recurso hídrico, como por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de inundaciones. En general, la pendiente de un tramo de un cauce de un río, ese puede considerarse como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel de los extremos del tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo.

#### 2.3.4.3.8. Coeficiente de compacidad

(Villón Béjar, 2011), **Índice de Gravelius (Kc)**, el índice de compacidad de una cuenca, definida por Gravelius, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro equivalente de una circunferencia que tiene la misma área de la cuenca.

$$Kc = \frac{\text{perímetro de la cuenca}}{\text{Perímetro de un círculo de igual área}}$$

**Tabla 1**

*Coeficiente de compacidad*

Kc	Forma de la cuenca
<b>1.00-1.25</b>	Redonda
<b>1.25-1.50</b>	Ovalada
<b>1.50 -1.75</b>	Oblonga
<b>&gt;2</b>	Alargada

$$Kc = \frac{0.282P}{\sqrt{A}}$$

Donde **Kc** es coeficiente de compacidad.

**P** = perímetro de la cuenca.

**A** = el área de la cuenca.

#### 2.3.4.3.9. Rectángulo equivalente

(Villón Béjar, 2011) es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, en forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro y por lo tanto la mismo índice de compacidad.

$$A = L * l$$

$$P = 2 * (L + l) = 2 * K_c * \sqrt{\pi * A}$$

$$L^2 - L * K_c * \sqrt{\pi * A} + A = 0$$

Obteniéndose:

$$L = \frac{K_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * K_c^2}} \right] \quad l = \frac{K_c * \sqrt{\pi * A}}{2} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi * K_c^2}} \right]$$

$$L = \frac{K_c * \sqrt{\pi * A}}{1.128377} * \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{\pi * K_c^2} \right)^2} \right] \quad l = \frac{K_c * \sqrt{\pi * A}}{1.128377} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{\pi * K_c^2} \right)^2} \right]$$

Dónde:

L = Lado mayor del rectángulo.

l = Lado menor del rectángulo.

Kc= Coeficiente de compacidad.

A = Área de la cuenca.

#### 2.3.4.3.10. Forma de la cuenca

(Villón Béjar, 2011). Esta característica es importante pues se relaciona con el tiempo de concentración, o sea el tiempo que demora en llegar el agua desde el lugar más remoto al punto de desagüe.

$$F_f = \frac{\text{Ancho medio}}{\text{Longitud mayor}} = \frac{A_m}{L} = \frac{\frac{A}{L}}{L} = \frac{A}{L^2}$$

#### 2.3.4.3.11. Tiempo de concentración (tc)

(Villón Béjar, 2011) Se denomina tiempo de concentración, al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de ésta (estación de aforo). Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca.

El tiempo de concentración debe incluir los escurrimientos sobre terrenos) canales, cunetas y los recorridos sobre la misma estructura que se diseña.

Todas aquellas características de la cuenca tributaria, tales como dimensiones, pendientes, vegetación, y otras en menor grado, hacen variar el tiempo de concentración. Existen varios métodos para su cálculo, entre ellos tenemos:

### **KIRPICH**

$$T_c = 0.06628 * L^{0.77} S^{0.385}$$

Dónde:

L = Longitud del cauce principal (Km.).

S = Pendiente de la cuenca.

### **California (U.S.B.R.)**

$$T_c = 0.066 * \left( \frac{L}{J^{0.5}} \right)^{0.77}$$

Dónde:

L = Longitud del cauce principal (Km.).

J = Pendiente promedio del cauce principal.

## **2.3.5. Estudio y Análisis de Máximas Avenidas**

### **2.3.5.1. Tratamiento probabilístico de la información hidrométrica**

(Te Chow, 2000), un conjunto de observaciones de  $X_1, X_2, \dots, X_n$ , de la variable aleatoria, se denomina muestra. Una muestra es sacada de una población hipotéticamente infinita, que posee propiedades estadísticas constantes. Las propiedades de una muestra pueden cambiar de una muestra a otra y el conjunto de todas las muestras posibles que pueden extraerse de una población, se conoce como espacio muestra, y un evento es un subconjunto muestral. Si las observaciones de una muestra están idénticamente distribuidas, éstas pueden ordenarse para formar un histograma de frecuencia.

### **2.3.5.2. Determinación de la probabilidad de ocurrencia**

El diseño y la planeación de obras hidráulicas, están siempre relacionados con eventos hidrológicos futuros, cuyo tiempo de ocurrencia no puede predecirse; es por eso que se debe recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia (Kohler Paulus, 1977)



Según Pizarra y Novoa (1986), la definición de la probabilidad implica consignar dos conceptos; uno de ellos es el periodo de retorno, el cual está definido, como el tiempo que transcurre entre dos sucesos iguales; sea ese tiempo, T. El segundo concepto es la probabilidad de excedencia, que es la probabilidad asociada al periodo de retorno, donde la variable aleatoria toma un valor igual o superior a cierto número X y se define como:

$$P(x) = \frac{1}{T}$$

### 2.3.5.3. Métodos de distribuciones de probabilidades utilizadas

Entre los métodos estadísticos más usados en hidrología, se consideran los siguientes:

- Distribución Normal
- Distribución Log- Normal
- Distribución Log- Pearson III
- Distribución Gumbel
- Distribución Gumbel Modificada

#### 2.3.5.3.1 Distribución normal

##### a. Función de densidad

La función de densidad de distribución normal se define como:

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

Para  $-\infty < x < +\infty$

Dónde:

f(x): Función de densidad normal de la variable x

x: Variable independiente

X: Parámetro de localización, igual a la media aritmética de x (~)

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

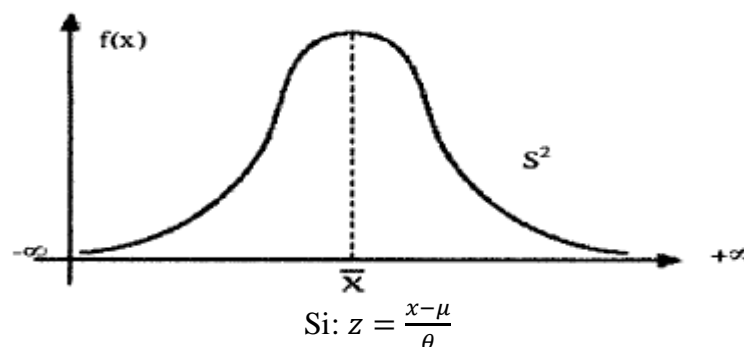
S: Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x. ( $\theta$ )

Cuando la variable aleatoria X se distribuye normalmente con media  $\mu = 0$  y varianza  $\theta^2 = S^2$ , se denota de la siguiente forma:

$$X \approx N\left(\frac{S^2}{0}\right)$$

El gráfico de la función densidad de la distribución normal se muestra en la figura, y es como se observa una función continua y simétrica respecto a  $\mu$ .

Función densidad de la distribución normal.



La función densidad de  $Z$ , es llamada función densidad de la distribución normal Estándar y tiene la siguiente expresión.

$$f(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}Z^2}$$

Para  $-\infty < x < +\infty$

Los valores de  $f(x)$  o  $f(z)$  pueden ser fácilmente evaluados para un valor de  $x$  o de  $z$  por las ecuaciones, respectivamente. Una característica fundamental de la distribución normal estándar es que tiene  $\mu_z = 0$  y  $\theta_z^2 = 1$ , es decir:  $Z \gg N(0,1)$

b. Función de distribución acumulada.

La función de distribución acumulada de la distribución normal es la integral de la ecuación:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \dots \dots$$

$$F(x) = \frac{1}{\theta\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left|\frac{x-\mu}{\theta}\right|^2} dx$$

Dónde:  $F(x)$  es la función de distribución de probabilidad normal para la variable original  $X$ , según la ecuación, o también para la variable estandarizada  $Z$  según ecuación es decir  $F(x) = F(z)$  esta función de distribución tiene las siguientes propiedades.

$$F(-\infty) = 0$$

$$F(\mu) = 0.5$$

$$F(+\infty) = 1$$

c. Calculo de la función de distribución acumulada

Para realizar cálculos computacionales de  $F(z)$ , se utilizan funciones de aproximación, dentro de los cuales se pueden mencionar a: Abramowitz y Stegun (1965): Han dado varias aproximaciones para la función de distribución  $F(z)$  de la variable normal estandarizada  $Z$ , una aproximación polinomial con un error menor que  $10^{-5}$  es:

$$\begin{aligned} F(z) &= H(z) & Z > 0 \\ F(z) &= 1 - H(z) & Z < 0 \end{aligned}$$

Dónde:

$$H(z) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} * e^{\frac{-z^2}{2(b_1q + b_2q^2 + b_3q^3)}}$$

Siendo

$$q = \frac{1}{1 + b_0|z|}$$

$$b_0 = 0.33267 \quad b_1 = 0.43618 \quad b_2 = 0.12017 \quad b_3 = 0.93730$$

Masting (1955), ha dado una aproximación polinomial. Esta aproximación con un error menor que  $7.5 \times 10^{-8}$ , es:

Dónde:

$$W = \frac{1}{1 + 0.2316419|z|}$$

Siendo las constantes:  $b_1 = 0.319381530$   $b_2 = -0.356563782$   $b_3 = 1.781477937$   
 $b_4 = 1.821255978$   $b_5 = 1.330274429$  Ecuación de factor de frecuencia (Chow, 1951)

$$X_T = \mu + K_T * \theta$$

Dónde:

$X_T$ : Magnitud de un evento hidrológico extremo

$\mu$ : Media

$K_T$ : Factor de frecuencia

El factor de frecuencia puede expresarse utilizando la ecuación anterior como:

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

Este es el mismo valor de la variable normal estándar  $z$ .

El valor de  $z$  correspondiente a una probabilidad de excedencia  $P$  ( $P=1/T$ ) puede calcularse encontrando el valor de una variable intermedia  $w$ :

$$w = \left[ \text{Ln} \left( \frac{1}{p^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (0 < P \leq 0.5)$$

Y luego calculando  $z$  utilizando la aproximación

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853 * w + 0.010328 * w^2}{1 + 1.432788 * w + 0.001308 * w^3}$$

### 2.3.5.3.2 Distribución log-normal

Según Mejía (1991), por el teorema del límite central, si  $X$  es una variable aleatoria con distribución normal, se puede esperar una variable  $y = \text{Ln}x$ , también con distribución normal con media  $\mu_y$  y, y varianza  $\theta_y^2$  se usan estos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la varianza de  $x$ .

#### a. Función densidad

La función densidad de distribución normal para  $Y$  es:

$$f(y) = \frac{1}{\theta_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{y - \mu_y}{\theta_y} \right)^2}$$

Para  $-\infty < x < +\infty$

Refiriendo la función de distribución de  $f(y)$  con  $f(x)$ , se tiene:

$$f(x) = f(y) \left| \frac{dy}{dx} \right| \quad \text{Como: } y = \text{Ln } x \Rightarrow \left| \frac{dy}{dx} \right| = \frac{1}{x} \quad X > 0$$

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi x} \theta_y} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\text{Ln}x - \mu_y}{\theta_y} \right)^2} \quad \text{Para } X > 0 \dots (11)$$

$f(y)$  es la función de densidad de la distribución normal para  $y$  con media  $\mu_y$ , y variancia  $\theta_y^2$

$f(x)$  = es la función de densidad de la distribución Log-Normal para X con parámetro  $\mu_y$ , y  $\theta_y^2$

Las tablas de distribución normal estándar pueden ser usadas para evaluar la distribución Log Normal.

Como  $f(x) = f(y)fx$ ; pero  $f(y)$  es una distribución normal tenemos:  $f(x)$  -

$$\frac{f(z)}{x\theta_y}$$

b. Función de la distribución acumulada

La función de distribución acumulada para X e Y es:

$$F(x) = \frac{1}{2\pi} \int_0^x \frac{1}{\theta_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln x - \mu_y}{\theta_y} \right)^2} dx$$

### 2.3.5.3.3 Distribución Log-Pearson tipo III

Según (Te Chow, 2000) la distribución Log-Pearson Tipo III se desarrolló como un método para ajustar una curva a cierta información. Su uso está justificado porque se ha encontrado que arroja buenos resultados e muchas aplicaciones, particulares para la información de picos crecientes. Cuando Log X es simétrico alrededor de su media, la distribución Log-Pearson Tipo III se reduce a la distribución Log Normal.

El ajuste de la distribución a la información puede probarse utilizando la prueba  $X^2$ . La localización del límite  $X_o$  en la distribución Log- Pearson Tipo III depende de la asimetría de la información, se plantea 2 casos:

Si la información tiene asimetría negativa,  $\text{Log } x < X.o$  y  $X.o$  es un límite superior.

a. Función densidad

El primer paso es tomar los logarítmicos de la información hidrológica,  $Z = \text{Log } x$ , Usualmente se utilizan logaritmos con base 10, se calculan la media  $X$ , la desviación estándar  $S_x$  y el coeficiente de asimetría  $C_s$  para los logaritmos de los datos.

La función de densidad para X y Z se da a continuación:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha r(\beta_1)} \left( \frac{\text{Log}x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-(\text{log}x-x_0)/\alpha}$$

Si se hace una transformación:  $Z=\text{Log}(x)$ . La función densidad reducida es:

$$f(z) = \frac{(z - z_0)^{\beta-1} * e^{-\frac{(z-z_0)}{\alpha}}}{\alpha^\beta r(\beta)}$$

Dónde:

$Z$ = variable aleatoria con distribución Pearson Tipo III

$X$ = variable aleatoria con distribución Log-Pearson Tipo III

$Z_0$ = parámetro de posición

$\alpha$ = parámetro de escala

$\beta$ = parámetro de forma

En el caso de la distribución Log-Pearson Tipo III:  $X=10z$  la variable reducida es:

$$y = \frac{(z - z_0)}{\alpha}$$

Por lo que la ecuación (17) queda de la siguiente manera:

$$f(y) = \frac{1}{r(\beta)} * y^{\beta-1} * e^{-y}$$

b. Función .acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución Log Pearson Tipo III es:

$$f(z) = \int_{z_0}^z \frac{1}{\alpha r(\beta)} \left( \frac{z - z_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-\frac{(z-z_0)}{\alpha}} dz$$

Sustituyendo {19} en (20) se obtiene lo siguiente:

$$F(y) = \frac{1}{r(\beta)} \int_0^y y^{\beta-1} * e^{-y} dy$$

La ecuación (21) es una distribución Ji cuadrada con  $2\beta$  grados de libertad y

$$x^2 = 2y$$

$$F(y) = F\left(\frac{x^2}{y}\right) = FX^2\left(\frac{2y}{2\beta}\right)$$

. El factor de frecuencia  $K_T$  depende del periodo de retorno T y del coeficiente de asimetría C, cuando C=0 el factor de frecuencia es igual a la variable normal z, cuando C>0,  $K_T$  se aproxima por Kite (1977) como:

$$K_T = z + (z^2 - 1) + \frac{1}{3} * (z^3 - 6 + z) * k^2 - (z^2 - 1) * k^3 + z * k^4 + \frac{1}{3} * k^5$$

Dónde:  $k=C/ 6$

#### 2.3.5.3.4 Distribución Gumbell (valor extremo Tipo I)

Según Paulet, 1977, el método de Gumbell se utiliza para predecir magnitudes máximas de variables hidrológicas asumiendo que esos valores son independientes entre sí, también son usadas frecuentemente para el estudio de magnitud-duración-frecuencias de lluvias (Hershfiel, 1961).

##### a. Función acumulada

La distribución acumulada de la distribución Gumbell, tiene la forma:

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

Dónde:

El parámetro  $a$  se le conoce como parámetro de escala

El parámetro  $g$  se le conoce como parámetro de posición.

##### b. Función densidad

Derivando la función de distribución acumulada, ecuación (23), con respecto a x, se obtiene la función densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{d(x)}$$

Con lo cual, la función densidad reducida Gumbell es:

$$f(y) = e^{(\pm y - e^{\pm y})}$$

El signo ( + ) se emplea para eventos mínimos y el signo ( - ) para eventos máximos

La función de distribución acumulada es:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \rightarrow (\text{máximo})$$

$$F(y) = 1 - e^{-e^{-y}} \rightarrow (\text{mínimo})$$

$$F(y)_{\min} = 1 - F(-y)_{\max}$$

Los valores correspondientes de x e y, están relacionadas por  $F(x) = F(y)$

#### 2.3.5.4. Prueba de bondad de ajuste de Kolmogórov Smirnov

Esta prueba permite determinar que distribución se ajusta mejor a nuestros datos para ello se elige la distribución que tenga menor error.

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

$$D = \text{máx} |F_0(P_m) - F(P_m)|$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionada si  $D < d$ , se acepta la hipótesis. Esta prueba tiene la ventaja sobre la  $\chi^2$  de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

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

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.

Valores críticos para la prueba Smirnov -Kolmogorov de bondad de ajuste:

Tamaño de la muestra	a = 0.10	a = 0.05	a = 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



### **2.3.5.5. Conceptos básicos**

#### **2.3.5.5.1. Periodo de retorno**

(Villón Béjar, 2011)). El periodo de retorno es uno de los parámetros, más significativos a ser tomado en cuenta en el momento de dimensionar una obra hidráulica destinada a soportar avenidas, como por ejemplo; el vertedero de una presa, los diques para control de inundaciones; o una obra que requiera cruzar un río o arroyo con seguridad como por ejemplo un puente.

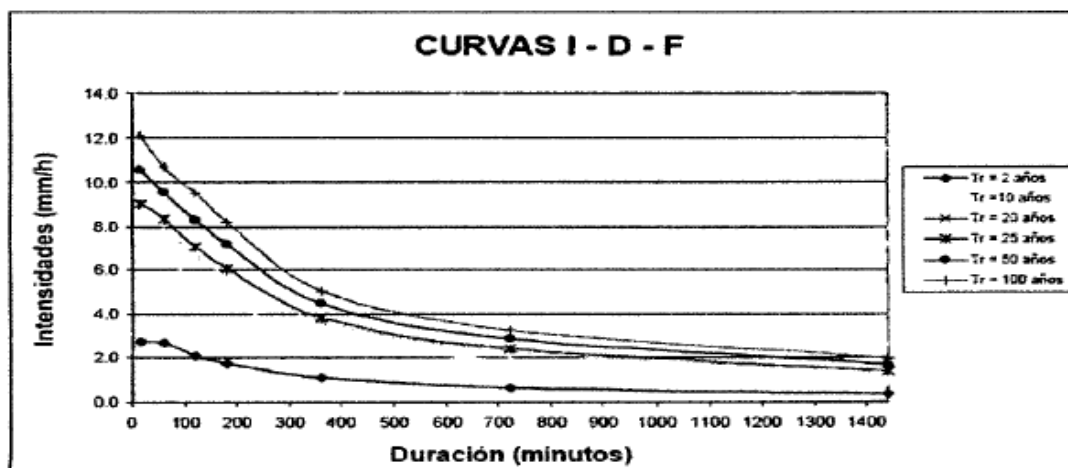
$$p = \frac{1}{t_p}$$

#### **2.3.5.5.2 Curva intensidad duración y frecuencia**

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo {mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

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

Donde P es la profundidad de lluvia (mm) y  $T_d$  es la duración, dada usualmente en horas.



**Figura 2:** Curvas IDF para diferente periodo de retorno. (Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC)

Las curvas de intensidad - duración - frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica. Un modelo general es el siguiente: Para su determinación se requiere hacer una linealización previa de la ecuación para luego hallar los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $m$  por medio de regresión lineal. 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 relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

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

Dónde:

$P_d$  = precipitación total (mm)

$d$  = duración en minutos

$P_{24h}$  = precipitación máxima en 24 horas (mm)

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

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

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

Dónde:

$I$  = Intensidad máxima (mm/h)

$K$ ,  $m$ ,  $n$  = factores característicos de la zona de estudio

$T$  = período de retorno en años

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

### 2.3.5.5.2. Bloque alterno para el cálculo de hietogramas de precipitaciones de diseño

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 que ocurre en  $n$  intervalos de tiempo sucesivos de duración  $\Delta t$  sobre una duración total de  $Td = n\Delta t$ . Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones  $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t \dots$ , y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración.

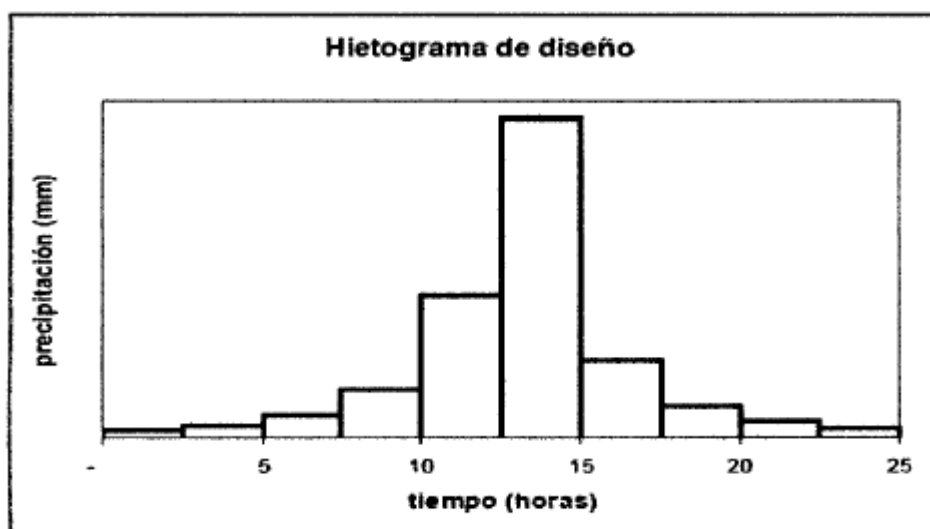


Figura 3: Hietograma de diseño. (Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC)

### 2.3.5.5.4 Modelos de generación de hidrogramas

El Hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica tal como nivel de agua, carga de sedimentos, etc. Para un río, arroyo o canal, si bien típicamente representa el caudal frente al tiempo; esto es equivalente a decir que es el gráfico de la descarga ( $m^3/seg$ ) de un flujo en función del tiempo. Esto pueden ser Hidrogramas de tormenta, Hidrogramas anuales etc.

#### 2.3.5.5.4.1 Método del Hidrograma unitario

El método del Hidrograma unitario es uno de los métodos utilizados en hidrología para la determinación del caudal producido por una lluvia en una determinada cuenca hidrográfica.

Si fuera posible que se produjeran dos lluvias idénticas sobre una cuenca hidrográfica cuyas condiciones antes de la precipitación también fueran idénticas, sería de esperar que los Hidrogramas correspondientes a las dos lluvias también fueran iguales. Esta es la base del concepto de Hidrograma unitario. En la realidad es muy difícil que ocurran lluvias idénticas, estas pueden variar su duración, el volumen precipitado, su distribución espacial, e intensidad.

- **Hidrograma unitario:** Hidrograma de volumen unidad producido por una lluvia directa unitaria, distribuida uniformemente sobre el área de la cuenca en un periodo determinado de tiempo (Sherman,1932)

- **Principio de constancia del tiempo de base:** para una cuenca receptora dada, la duración de la escorrentía superficial correspondiente a lluvias de la misma duración es constante e independiente de la precipitación. Debe cumplirse  $D_c < 1/3t_c$

- **Principio de proporcionalidad o afinidad:** para una cuenca receptora dada, dos chaparrones de intensidad uniforme y la misma duración, pero volúmenes distintos, producen caudales proporcionales a dichos volúmenes.  $\frac{I_2}{I_1} = \frac{q_2}{q_1}$

- **Principio de superposición o de independencia:** la distribución temporal de la escorrentía superficial correspondiente a un aguacero tipo es independiente de las precipitaciones de periodos anteriores.

- **Métodos de calibración:** cuando se tiene datos de precipitación y de escorrentía, mediante algún método matemático se trata de determinar los parámetros con mejor ajuste entre los datos observados a y los simulados.

## 2.3.6. Estudio de hidráulica fluvial

### 2.3.6.1. Generalidades

Vide J. M. (2003), En este curso de ingeniería de ríos son las asignaturas de hidrología e hidráulica y de obras hidráulicas. en la primera se aprende a aplicar los principios de la mecánica de fluidos a los dos modos de transporte fundamental del agua : en tubería a presión y en canal en lamina libre. En la segunda se aprende el funcionamiento de los sistemas para aprovechar los recursos hidráulicos.

## 2.3.6.2. Nociones de morfología fluvial

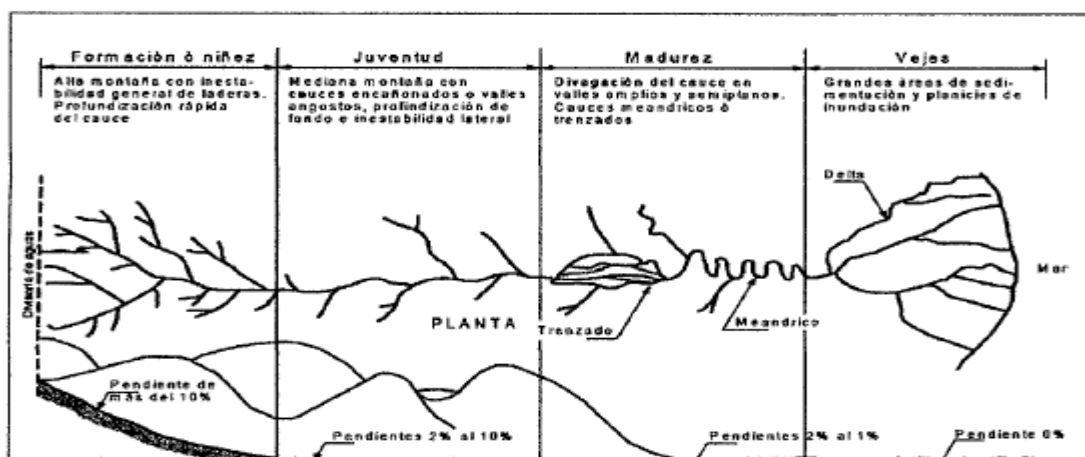
### 2.3.6.2.1. Clasificación básica de los ríos

Vide J. M. (2003), En primer lugar los Ríos tienen un régimen hidrológico determinado por las características de la cuenca y de las precipitaciones o lluvia y nieve). Estamos acostumbrados a relacionar el caudal de un río con las lluvias inmediatamente precedentes y así pensamos en la escorrentía directa de la cuenca como la realidad hidrológica más importante. Conviene señalar que en otros casos la función de las nieves explica el régimen del río.

Según edad

Suárez (2001) en los ríos se distinguen cuatro etapas principales: niñez, juventud, madurez y vejez. Dicha clasificación se esquematiza.

- Niñez
- Juventud
- Madurez
- Vejez



*Figura 4:* Representación esquemática de las etapas de un río. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

Por el material de márgenes y fondo

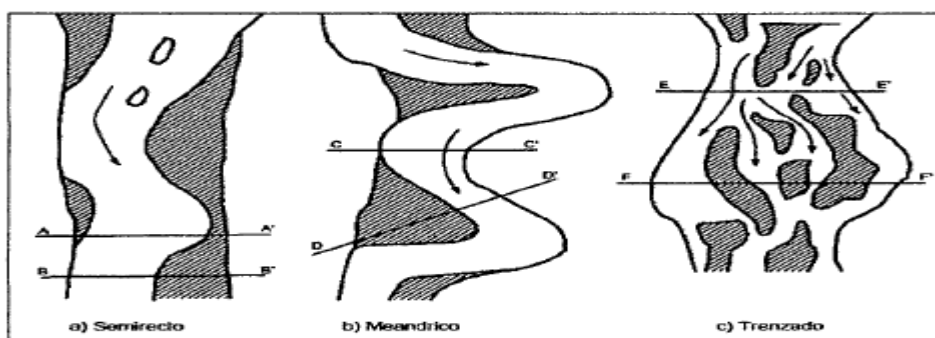
Gracia & Maza (1996), según el material de fondo y márgenes, es posible identificar cuatro tipos de cauces: cohesivos, no cohesivos, bien y mal graduados.

- **Cohesivos:** Son aquellos formados por materiales predominantemente arcillosos, estos lechos desarrollan fuerzas inter partculares químicas para hacer frente a la erosión.
- **No cohesivos:** Los cauces no cohesivos o granulares son aquellos donde las partículas no generan fuerzas cohesivas, en general resisten los esfuerzos que le imprime el flujo en base a fuerzas gravitacionales.

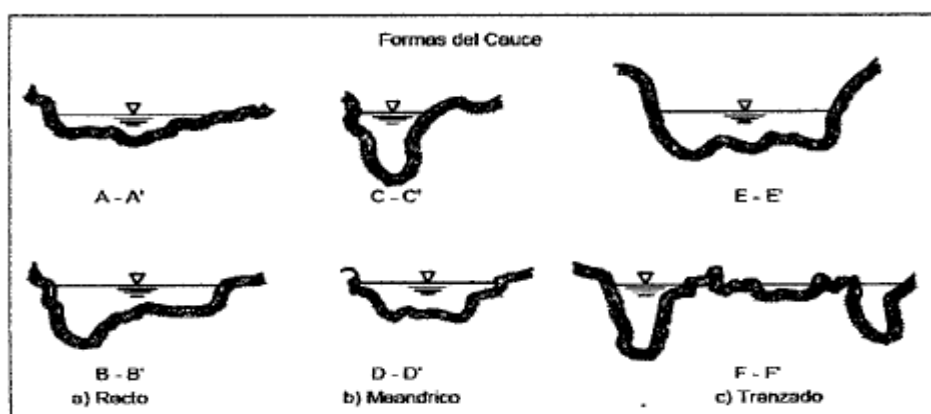
### Por geometría

Para clasificar los cauces según su geometría en planta es necesario definir el concepto de sinuosidad. **Rectos**

- Sinuosos
- Meandriiformes
- Trenzados



**Figura 5:** Forma en planta de cauces. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)



**Figura 6:** Corte transversal de los cauces. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

#### 2.3.6.2.2. Características físicas de los ríos

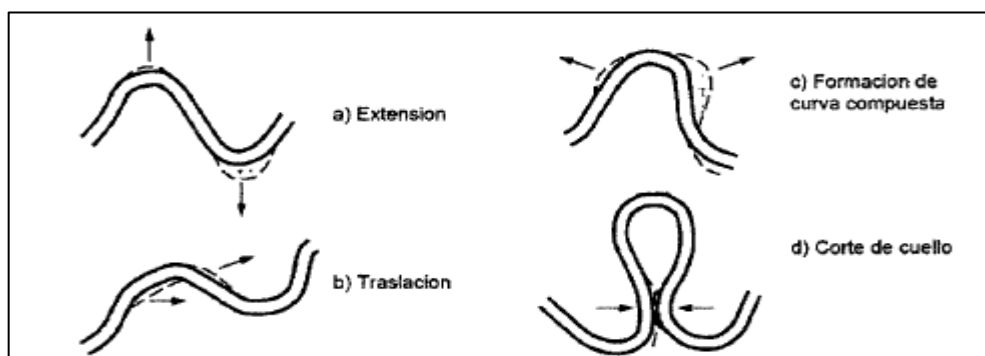
El equilibrio morfológico de los cauces cambia con el tiempo en función de diversos parámetros como el caudal líquido y su distribución, gasto sólido, ancho superficial,

profundidad media, pendiente hidráulica del río, diámetro representativo del sedimento del fondo y la configuración de curvas.

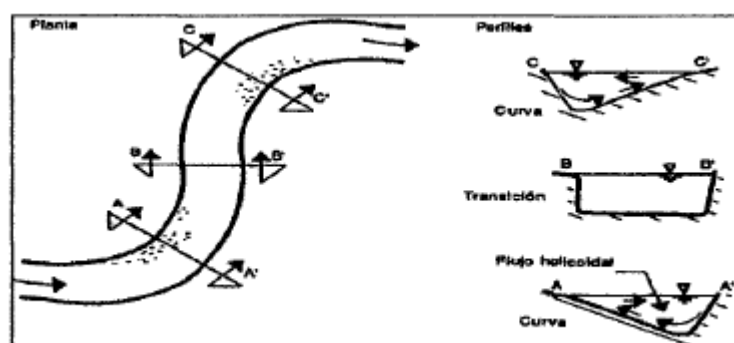
- Velocidad
- Pendiente
- Márgenes
- Transporte del material sólido

### 2.3.6.2.3. Morfologías típicas

• **Meandro:** Los meandros se pueden considerar como el mecanismo mediante el cual el cauce ajusta su pendiente para alcanzar su condición de equilibrio, son una morfología dinámica ya que evolucionan. El desarrollo de los meandros aumenta la longitud del río, por lo tanto disminuye la pendiente.

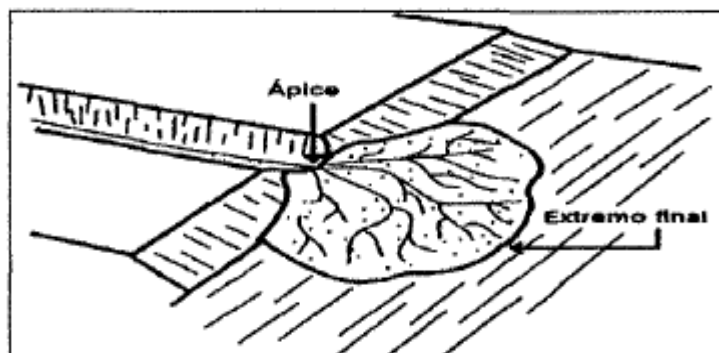


*Figura 7: Evolución de meandros. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)*



*Figura 8: Secciones típicas de una transición entre dos curvas. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)*

• **Abanicos aluviales** Los abanicos aluviales son depósitos de sedimentos que se presentan normalmente en áreas áridas y montañosas con pendientes fuertes. Ocurren en el lugar donde la corriente pasa de un cauce estrecho a otro muy amplio, o bien cuando la pendiente disminuye abruptamente.

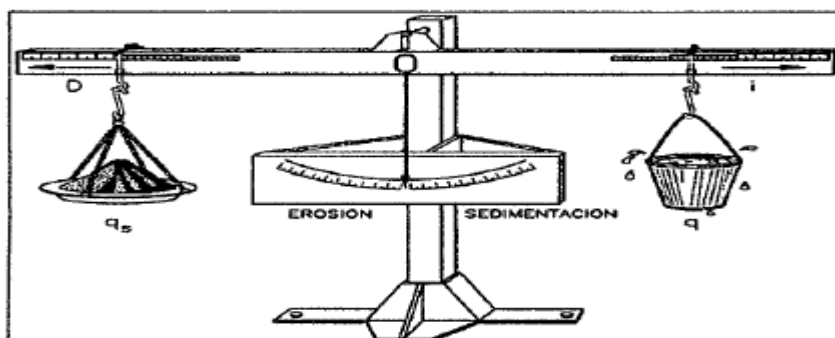


**Figura 9:** Abanicos aluviales. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

#### 2.3.6.2.4. Equilibrio de fondo

Se dice que el fondo de un río, con transporte de sedimentos, se encuentra en equilibrio cuando su perfil longitudinal se mantiene constante.

Con un afán meramente cualitativo, Lane (1955) propone como principales variables que alteran el equilibrio: el caudal líquido unitario  $q$ , el caudal sólido unitario (caudal que se mueve por el fondo), la pendiente y el tamaño representativo del sedimento.

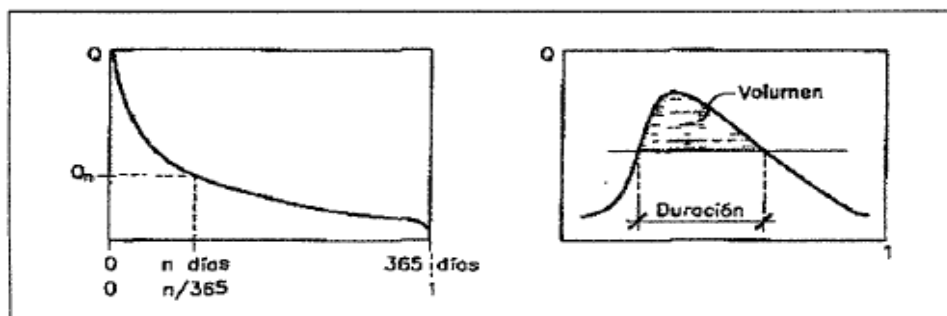


**Figura 10:** Analogía de la balanza de Lane. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

#### 2.3.6.2.5. Hidrología fluvial

Podemos entender por hidrología fluvial el estudio de la secuencia en que se presenta los caudales de un río hablamos de régimen hidrológico (pluvial, nival, pluvio-nival, tropical, monzónico,), para referirnos a explicaciones causales de las regularidades. Una idea implícita en el estudio de los ríos es que las regularidades se pueden estudiar en la escala temporal del año. A si con los datos diarios de un año se caracteriza el régimen hidrológico de un río, más o menos permanente, mientras años de aguas abundante o escasas son irregulares en una secuencia interanual ( secuencia formadas con un dato de aportación total por un año) .





**Figura N°11:** Curva de caudales clasificados (Izquierda) y características de un hidrograma (Derecha) (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide).

### 2.3.6.3. Nociones de Hidráulica fluvial

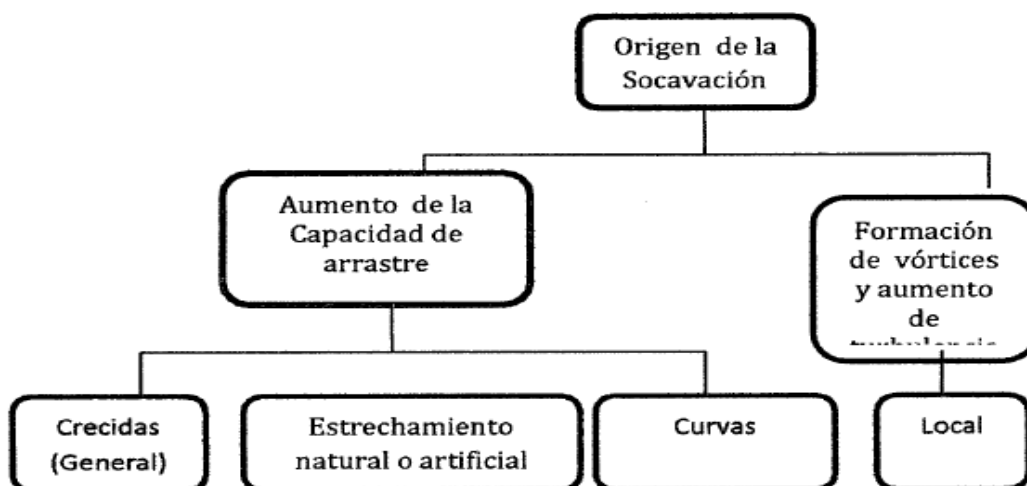
#### 2.3.6.3.1. Generalidades

En este capítulo se presenta algunos conceptos y elementos de análisis de la hidráulica fluvial, referentes principalmente a la mecánica del transporte de sedimentos el movimiento del agua , por su parte , se supone conocido a través de la hidráulica: así el movimiento uniforme y gradualmente variado en lámina libre, su distribución de tensiones y velocidades, etc.

#### 2.3.6.3.2. Nociones acerca de la erosión

Para comprender íntegramente el fenómeno erosivo es necesario clasificarlo de alguna manera, en este caso se parte desde lo fundamental, es decir, su origen.

Se identifican entonces dos tipos de socavación, aquellas que se deben a un aumento de la capacidad de arrastre, como es el caso de curvas, estrechamientos y flujo en avenidas y aquellas que se producen debido a la formación de vórtices al pie de obstáculos, la cual se conoce como erosión local.



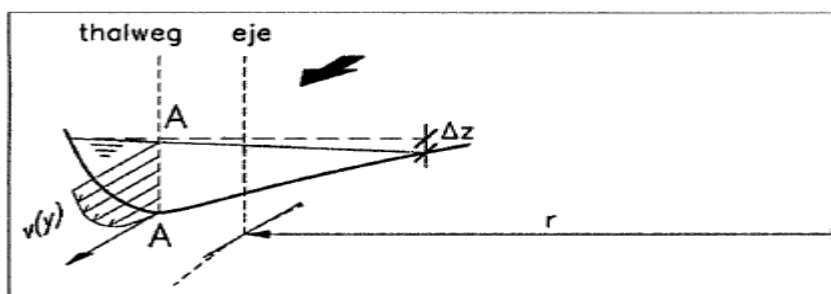
**Figura 12:** Clasificación general de la socavación

### 2.3.6.3.2.1 Erosión general

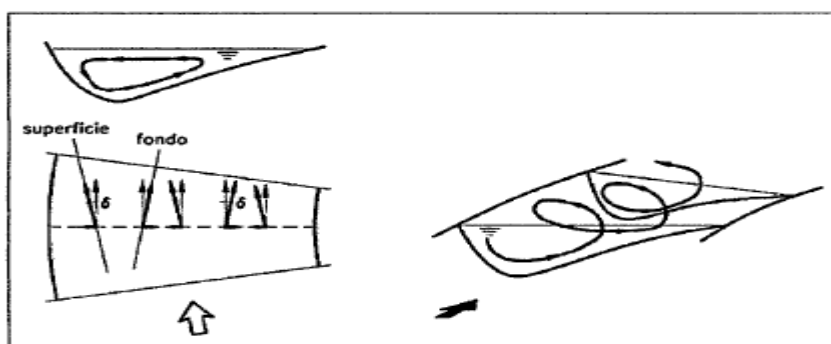
Consiste en una profundización generalizada del lecho de un cauce como consecuencia del aumento de la capacidad de arrastre del flujo, que se produce durante el paso de una avenida. Es un fenómeno natural que ocurre a lo largo de todo el río. Este es un proceso transitorio, a diferencia de lo que se conoce como degradación o agradación, que corresponden a una modificación a largo plazo de la profundidad del lecho.

### 2.3.6.3.2.2 Erosión en curvas

En la entrada de una curva la corriente se dirige hacia ella (donde aumenta la curvatura del eje) y se aleja de ella a la salida (disminuye la curvatura). Hay una concentración del caudal hacia la curva, es decir, un flujo hacia la orilla debido a la fuerza centrífuga. A través de la sección de un río la velocidad no se distribuye uniformemente. A modo de ejemplo, en una sección vertical A-A la velocidad no es uniforme sino logarítmica. (Vide, 2003).



**Figura 13:** Sección de un Río en curva. Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide



**Figura 14:** Corriente secundaria. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide)

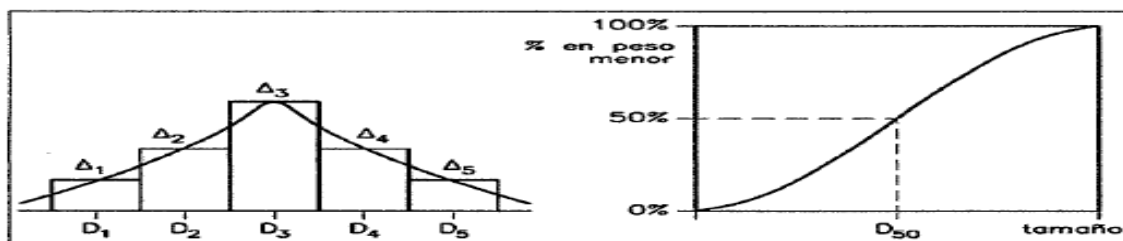
### 2.3.6.3.2.3 Erosión en estrechamientos

Se produce por un aumento de la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando aumenta su velocidad debido a una reducción de área hidráulica en su cauce. Este

efecto se produce en cauces naturales cuando ocurre un estrechamiento más o menos brusco y en puentes, donde por economía se disminuye la sección de flujo se analiza en detalle en la sección S "Dimensionamiento del ancho del vano y sus efectos erosivos".

### 2.3.6.3.3. Granulometría

Los lecho de los ríos pueden ser granulares o cohesivos. En el primer caso, el lecho está constituido por partículas sueltas de distintos tamaños. Los ríos aluviales, que discurren sobre materiales transportados por el propio río tiene por ello lechos granulares. Un río puede -tener también un cauce abierto en roca o materiales cohesivos; no por eso su contorno es fijo o inamovible pero las modificaciones del cauce serán muy lentas debido a la mayor resistencia a la erosión tras una erosión del fondo, un lecho cohesivo se puede restablecer en su fondo original pero ya no como cohesivo sino como granular, y en esto se diferencia de los lechos granulares.



*Figura 15:* Distribución de tamaño (izq.) y curva granulométrica (der.). (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

### 2.3.6.3.4. Transporte incipiente de sedimentos granulares

La condición de incipiente se refiere a la condición hidráulica para la cual se inicia transporte sólido de partículas, es una condición crítica que se puede caracterizar con una velocidad de escurrimiento, un esfuerzo de corte o una altura de agua.

#### 2.3.6.3.4.1 Criterio de la velocidad crítica

La velocidad crítica de arrastre de sedimentos se calcula a partir de un balance de fuerzas sobre una partícula, se considera la fuerza tangencial de la corriente (proporcional al producto de la velocidad de fricción al cuadrado y el diámetro al cuadrado) y la fuerza de roce o resistencia de la partícula (proporcional al diámetro al cubo), de donde resulta:

$$U_c = k_g \cdot d$$

Este método consiste en establecer una velocidad que caracterice el inicio del movimiento de las partículas.

$$V_c = K(gD)^{\frac{1}{2 \ln\left(\frac{h}{D}\right)}}$$

Donde

- $V_c$  = velocidad media crítica de arrastre
- $K$  = constante que se determina a base de ensayos
- $g$  = constante de gravedad
- $D$  = Diámetro representativo de la partícula
- $h$  = Altura de escurrimiento

#### 2.3.6.3.4.2 Criterio del esfuerzo de corte crítico

El esfuerzo de corte crítico *se* calcula a partir de un balance *de* momentos sobre una partícula, se considera la fuerza de arrastre dinámica del flujo como fuerza motriz (proporcional al producto del esfuerzo de corte y al diámetro al cuadrado) y como fuerza resistente el peso sumergido de la partícula (proporciona al diámetro al cubo), así se llega a una ecuación del tipo:

$$\tau_c = K(Y_s - Y) * D * \tan\theta$$

Donde

- $\tau_c$  = Esfuerzo de corte crítico
- $k$  = Constante que considera las características de la forma y el punto de aplicación de la fuerza. Para flujo turbulento en las cercanías de la pared, las fuerzas de sustentación son importantes, se considera

$K=0.1$ , ya que facilitan el movimiento de las partículas. Para flujo laminar en cambio sólo se generan fuerzas de roce, se considera

$K=0.18$ , ya que es más difícil poner las partículas en movimiento.

- $(Y_s - Y)$  = Peso específico sumergido
- $D$  = Diámetro de la partícula
- $\theta$  = Angulo de reposo del seguimiento

#### 2.3.6.3.4 Umbral o principio del movimiento

Un lecho granular que soporta la circulación de una corriente de agua vera en algún momento desplazada una partícula por la fuerza del arrastre del agua. Saber en qué condiciones ocurre esto *es* el problema intensamente investigado en hidráulica fluvial , con gran implicación

práctica sobre la erosión de un fondo, el conocimiento que tiene proviene principalmente de ensayos en laboratorio con arenas uniformes. Aunque no hay acuerdo completo, si parece dibujarse un consenso es torno a un resultado conocido como Abaco de SHIELDS.

Con estas tres raíces variables puede formarse el parámetro adimensional

$\tau' = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D}$  o tensión cortante adimensional, llamado también parámetro de shields o de movilidad, que compara como cociente la fuerza promotora del movimiento (acción de arrastre proporcional a  $\tau'DA^2$ ) con la fuerza estabilizadora (peso proporcional a  $(\gamma_s - \gamma)D^3$ )

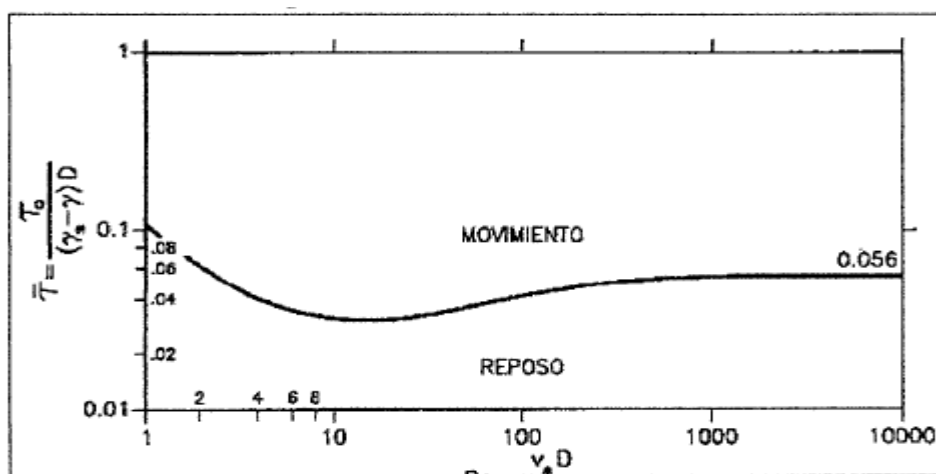


Figura 16: Abaco de Shields. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

### 2.3.6.3.5 Acorazamiento

Una limitación de la teoría anterior es haberse deducido para materiales granulares finos y sobre todo, de granulometría uniforme, cuando el lecho está constituido por una mezcla de distintos tamaños, cada tamaño tiene una tensión crítica diferente, de manera que la corriente, teóricamente, puede desplazar los finos más fácilmente que los gruesos.

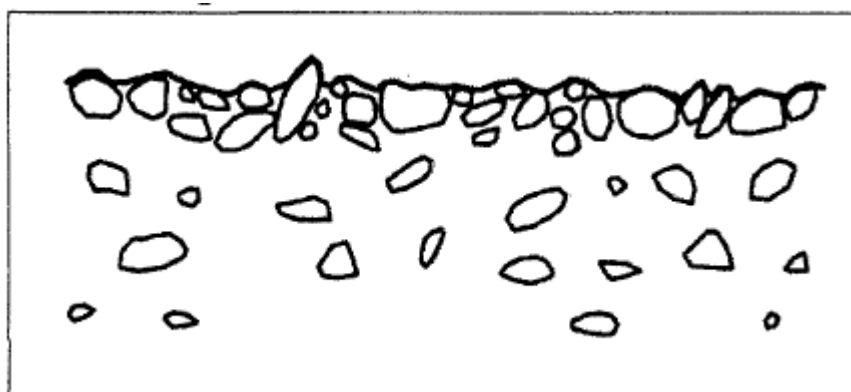


Figura 17: Acorazamiento de lecho. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

### 2.3.6.3.5. Clasificación del transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos por un río puede clasificarse atendiendo a dos criterios: según el modo de transporte y según el origen del material. Según el modo de transporte, el sedimento puede ser transportado en suspensión sostenido por la turbulencia del flujo, o bien por el fondo, rodando, deslizamiento o saltando. Una partícula inicialmente en reposo puede ser transportada a saltos por el fondo si se supera el umbral de movimiento, pero si el río sigue creciendo, puede ser transportada luego en suspensión. Esta noción nos lleva a observar que el transporte de sedimento cuyo origen es el cauce se reparte entre los dos modos de transporte:

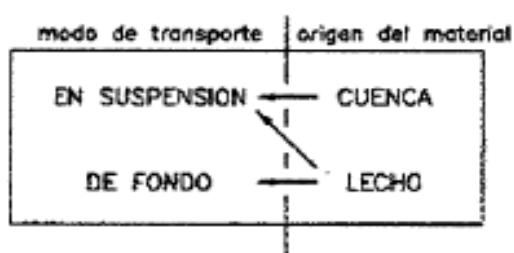


Figura 18: Clasificación de transporte de sedimentos

### 2.3.6.3. 7 Caudal sólido

Por analogía en el flujo de agua, el primer paso en el análisis del transporte del sedimento es definir el caudal sólido  $Q_s$ , como el volumen por unidad de tiempo que cruza una sección transversal y definir el correspondiente caudal sólido unitario  $q$ , por unidad de anchura. Para el transporte en suspensión es más simple trabajar con el peso del material sólido en lugar del volumen.

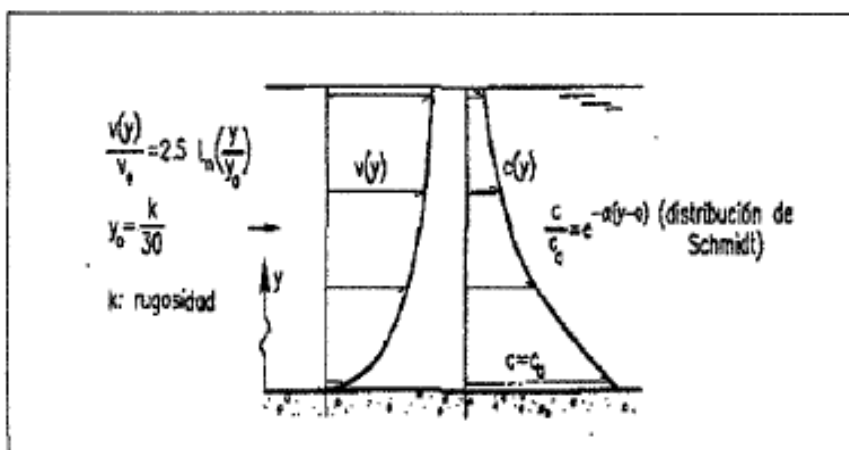


Figura N°19: Distribución de velocidades (izquierda) y concentraciones de sedimento y suspensión (derecha). (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

### **2.3.7. Puentes**

#### **2.3.7.1. Aspectos generales**

Los puentes son las estructuras mayores que forman parte del drenaje transversal de la carretera y permiten salvar o cruzar un obstáculo natural, el cual puede ser el curso de una quebrada o un río. Es importante tener en cuenta que un puente no será estable si no lo es el tramo fluvial comprometido. El río es por naturaleza esencialmente móvil y cambiante. En consecuencia, el estudio de un puente que interactúa con un río no puede independizarse del correspondiente estudio de Hidráulica Fluvial. La estabilidad fluvial, lograda durante cientos o miles de años por el río, puede verse seriamente alterada por la construcción de un puente. La profundidad del estudio hidráulico tiene que depender de ciertas características del puente en particular, como podrían ser: su importancia dentro de la red vial, consecuencias de su falla, costo, tipo de estructura, riesgos aceptables, etc. A las que debe añadirse las correspondientes al río.

#### **2.3.7.2. Consideraciones para el diseño**

En este ítem se procederá a describir las consideraciones generales para el desarrollo de los estudios de hidráulica fluvial de puentes sobre cauces naturales. Asimismo, se describirá en forma general las técnicas más apropiadas para el diseño hidráulico y la información básica para la obtención de los parámetros hidráulicos. Cabe señalar que el buen funcionamiento hidráulico, no sólo depende de un análisis correcto y del uso adecuado de las fórmulas matemáticas correspondientes; si no también de un conocimiento cabal de las condiciones hidráulicas locales en la cual se fundamenta su diseño.

#### **Información básica**

En este ítem, se establecerá recomendaciones generales para la ejecución de los estudios de hidráulica fluvial para puentes, que incluye, aspectos topográficos, ejecución de muestreos para la determinación de diámetros representativos del lecho y criterios para la estimación de la rugosidad del lecho.

##### **a.1) Topografía – Batimetría del cauce y zonas adyacentes**

El levantamiento topográfico que se requiere, debe abarcar el tramo involucrado donde se proyectará el puente, recomendándose que dicho levantamiento topográfico debe comprender lo siguiente:

- En ríos con amplias llanuras de inundación donde el puente produzca contracción del flujo de avenida el levantamiento abarcará 12 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 6 veces hacia aguas abajo. - En ríos donde el puente no produzca contracción del flujo de avenida y ofrezca una pendiente pronunciada el levantamiento topográfico abarcará 8 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 4 veces hacia aguas abajo. El levantamiento topográfico no debe ser menor a 200 m aguas arriba y 200 m aguas abajo del eje del puente propuesto.

- En caso que el eje del puente propuesto se ubique cerca de la desembocadura con un río principal, lago o mar el levantamiento topográfico deberá incluir la zona de confluencia. Sin embargo, el requerimiento mínimo para el levantamiento topográfico puede extenderse o limitarse, sin perjudicar los objetivos del proyecto. Entonces, se recomienda que el levantamiento topográfico debe incluir la estructura existente, niveles de agua actuales, marcas de agua en la estructura existente, toma del perfil longitudinal del curso natural, secciones transversales del curso natural espaciados no mayor a 0.5 veces el ancho del cauce principal del curso natural y otros aspectos y/o singularidades de relevancia para el estudio hidráulico, teniendo en cuenta además la forma irregular que generalmente presentan las secciones transversales de los cauces naturales, el levantamiento topográfico deberá representar la zona en estudio adecuadamente de tal manera que permita identificar puntos altos, bajos e irregularidades del lecho como islotes, zonas de depresión asociadas a socavación, etc. Para estudios en regiones de selva de nuestro país, el levantamiento topográfico - Batimétrico deberá abarcar las áreas de inundación asociadas a las crecidas de los cursos naturales muy comunes en esta zona, es decir el levantamiento topográfico deberá cubrir toda la zona afectada por este fenómeno relevante para el estudio.

#### a.2) Ubicación del puente

La elección de la ubicación del puente debe ser la más óptima, desde el punto de vista hidráulico, geotécnico y de diseño Vial; es decir debe ser tal, que el curso natural no afecte su estabilidad y a su vez el puente no produzca cambios morfológicos en el curso natural. De preferencia en los proyectos de carreteras, es recomendable que la ubicación del puente sea definido en la etapa inicial de un estudio; para ello, los especialistas en Trazo - Diseño Vial, Hidráulica y Geotecnia; evaluarán las condiciones existentes tanto aguas arriba, como aguas abajo, en una longitud no menor a 300 m. (a partir de los cruces o bados existentes). Esta actividad permitirá programar: los levantamientos topográficos para el modelamiento hidráulico, requerimientos de estudios de suelos, ubicación de las prospecciones



geotécnicas, toma de muestra de los sedimentos, u otro que sea necesario y pueda preverse oportunamente. Los aspectos que deben ser tenidos en cuenta en relación a la ubicación de puentes, se resalta los siguientes:

Forma de las cuencas tributarias,

Estabilidad fluvial del tramo fluvial comprometido,

Grado de sinuosidad de los cauces existentes y presencia de lecho abandonados,

Características topográficas de los terrenos y forma de los cauces,

Cobertura vegetal existente,

Características geológicas o singulares, tales como afloramientos rocosos, existencia de gravas, arenas, etc.

Obras de drenaje existentes aguas arriba y debajo de la obra objeto del estudio y su posible influencia sobre la misma,

Características de los cauces principales tales como, sus Secciones, alineamiento, los obstáculos, la vegetación existente y la naturaleza de los acarreos,

Calidad aparente de los materiales sobres los cuales se va colocar las obras de drenaje principales, Evidencias de corrosión en estructuras metálicas existentes o desgaste en estructuras de concreto.

A continuación, se presentan los procesos morfológicos asociados al diseño de puentes y que deben ser tomados en cuenta para su diseño y emplazamiento.

- Evolución de meandros: El cauce es único pero en forma de curvas. La ondulación en planta se acompaña de una asimetría en las secciones transversales. Ésta geometría del río evoluciona de manera compleja por lo que el puente debe ubicarse en la zona de mayor estabilidad.

- Cauces trenzados: Los ríos que presentan cauces trenzados se caracterizan por formar cauces secundarios en el interior del cauce principal. Generalmente, estos cursos presentan pendientes fuertes, gran transporte sólido y lechos de material grueso. Es importante tomar en cuenta la configuración en planta de este tipo de río para el emplazamiento del puente, ya que cambia con el nivel de agua y con el tiempo, donde la sobre deposición de sedimentos genera flujos en dirección de las orillas que son afectadas paulatinamente por erosión, causando la presencia de barras e islotes con cauces ramificados de tendencia a incrementar su ancho.

- Cauces avulsionados: Las avulsiones son fenómenos que deben tomarse en cuenta al momento de elegir la ubicación del puente, dado que consisten en el abandono súbito del curso principal por otro aleatorio, originado por la sedimentación de un tramo de río, esto produce una elevación del lecho, forzando al río a adoptar un curso diferente pero más cómodo.

- Erosión en curvas: No se recomienda la ubicación de un puente sobre el desarrollo de curvas exteriores, debido a que las velocidades en las curvas exteriores son significativamente mayores produciendo procesos de erosión que pueden afectar su estabilidad. - Efectos de remanso: 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 en esta zona.

### **2.3.7.3. Parámetros hidráulicos para el diseño de puente**

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

#### **a) 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 interactúa 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, el especialista puede establecer la altura mínima que ofrecerá el puente.

#### **b) Socavación**

La socavación es un fenómeno hidrodinámico que es la causa más frecuente de 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 paso 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 produce 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 deberán ser tomados en cuenta al momento de la estimación de la socavación potencial total.

#### **2.3.7.4. Tipología de puentes**

Para comenzar el estudio aplicado primeramente es necesario realizar una primera introducción sobre las tipologías más habituales de construcción de puentes. De este modo se hace una pequeña reseña sobre las tipologías empleadas, su evolución histórica y los métodos constructivos de uso más recomendado para cada tipo.

##### **2.3.7.4.1 Puentes arco**

El arco es una estructura que resiste gracias a la forma que se le da. Mediante la forma del arco se reparten las tensiones de manera que se producen compresiones en todas las partes del arco. Del mismo modo es una estructura que salva una luz determinada sometida a esfuerzos de compresión donde las tracciones y flexiones se evitan o reducen al mínimo con lo que conseguimos que materiales que no resistan tracciones puedan ser utilizables para la construcción de esta tipología de estructuras.



*Figura 20:* Puente Salinas - Amazonas de Tablero Inferior. (Fuente: Elaboración propia)

Se transmiten unas reacciones horizontales a los apoyos y, en consecuencia, el terreno de cimentación ha de ser capaz de resistir tales esfuerzos. Dado que generalmente la forma del arco no permite que ésta misma sea la plataforma donde discurra el tráfico existen tres formas de colocar el tablero:

- Puentes de Tablero Superior
- Puentes de Tablero Intermedio
- Puentes de Tablero Inferior

#### 2.3.7.4.2 Puentes viga

Los puentes viga están constituidos por vigas como su propia denominación indica, es decir, piezas rectas horizontales o cuasi-horizontales apoyadas en dos o más puntos que soportan las cargas que actúan sobre ellas mediante su capacidad para resistir flexiones. En efecto esta resistencia de las vigas viene determinada por su canto y el momento de inercia de sus secciones.



Figura 21: Puente Eten – Chiclayo. (Fuente: Elaboración propia)

Posee dos carriles, 153 metros de largo, vigas postensadas y losa de concreto armado. Su tramo central tiene una longitud de 63 metros y los dos laterales una de 45. Se sostiene en pilotes de 15 metros de profundidad. Fue construido por la empresa INCOT, e inaugurado en noviembre del año 2009.

#### 2.3.7.4.3 Puentes pórtico

El puente pórtico más que un tipo de estructura de puente con carácter propio es una estructura intermedia entre el arco y la viga por lo que presenta características propias de ambos. Tienen pilas y tablero igual que los puentes viga pero éstos son solidarios, lo que da

lugar a un mecanismo resistente complejo porque en él interviene la resistencia a flexión de sus elementos. Al mismo tiempo se produce un efecto pórtico debido a las reacciones horizontales que aparecen en sus apoyos.

#### 2.3.7.4.4 Puentes colgantes

Este tipo de puentes, así como los atirantados, presenta como característica principal que sus estructuras se basan en el cable. Por ello los puentes de grandes luces que se construyen en la actualidad son colgantes o atirantados. La utilización del cable en este tipo de puentes se debe a tres razones fundamentales: En primer lugar el cable es un elemento que trabaja exclusivamente a tracción, se aprovecha al máximo su capacidad resistente puesto que con los tratamientos actuales se logran elevadas resistencia y por su gran flexibilidad puede deformarse transversalmente sin que aparezcan flexiones y permite utilizar en toda la sección toda su capacidad de resistencia y en tercer lugar el cable está formado por muchos hilos y cordones lo que permite hacer cables de gran diámetro en puentes de grandes luces. Por lo que se refiere a los puentes colgantes en concreto su estructura está formada por los cables principales que se fijan en los extremos del vano a salvar y tienen la flecha necesaria para soportar a través de un mecanismo de tracción pura las cargas que actúan sobre él. Para evitar su gran deformabilidad se da rigidez a flexión al tablero de manera que las cargas se reparten en una longitud grande del cable. Por lo que se refiere a la tipología de puentes colgantes en cuestión podemos destacar:

- Puentes catenaria: Se trata de los primeros puentes colgantes primitivos que se construyeron en China e Himalaya si bien en la actualidad únicamente se construyen pasarelas peatonales con esta tipología.
- Puentes Auto anclados: Nacen de la necesidad de anclar los cables al terreno mediante contrapesos. Si bien en numerosas ocasiones el elevado coste de los contrapesos o la defectuosa calidad del terreno de cimentación determinan que no sea posible esta solución con lo que se anclan los cables principales al tablero en los extremos de los vanos de compensación.
- Puentes Colgantes de Tablero: Pueden ser de Tablero Inferior, Intermedio o Superior.
- Puentes colgantes de varios vanos: Ésta tipología actualmente puede considerarse que ha caído en el desuso.

#### 2.3.7.4.5 Puentes atirantados.

Sus elementos fundamentales son los tirantes que son cables rectos que atirantan el tablero proporcionándole una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos. Además de los tirantes son necesarias las torres para elevar el anclaje fijo de los tirantes de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear pseudo - apoyos. También el tablero interviene en el esquema de éste tipo de puentes puesto que los tirantes al ser inclinados introducen fuerzas horizontales que se deben equilibrar a través de él. Actualmente son los más frecuentes debido a numerosas razones tales como la trascendencia de su estructura por encima del tablero, lo que los hace presentes al viajero que pasa por ellos, permite hacer puentes ligeros con tableros de canto reducido, pueden tener muchos tirantes muy próximos o pocos muy separados, las torres se pueden iniciar en los cimientos o a partir del tablero de forma que el conjunto formado por el tablero, las torres y los tirantes se apoye sobre pilas convencionales. Desde el punto de vista estético es una tipología muy apreciada. En cuanto a la tipología de puentes atirantados podemos distinguir los de doble plano de atirantamiento en que los tirantes se disponen en planos verticales o inclinados que contienen los bordes del tablero donde se anclan. Generalmente parten de una torre desdoblada en dos pilas situadas a los lados del tablero y por otra parte existen los de plano único de atirantamiento en que los tirantes se disponen en un plano vertical que contiene el eje longitudinal de tablero donde se anclan. Ésta solución solamente se puede adoptar cuando se trata de autopistas o carreteras desdobladas. Normalmente el plano único parte de una torre situada en el eje de la vía desdoblada aunque también caben otras posibilidades.



**Figura 22:** Puente de Bellavista – Región San Martín- Perú. (Fuente: Elaboración propia).

Con sus 320 metros de un extremo al otro, es el más largo puente atirantado del país. Su atirantado es de tipo simétrico. La estructura de su plataforma es de metal, y está sostenida por dos grandes torres de concreto de 58 metros de altura en forma de diamante, situadas a 190 metros entre sí. Desde ellas se descuelgan 64 tirantes de tipo semi paralelo (semi arpa). Los tramos externos miden 65 metros de largo cada uno. Su losa de concreto, de 12.40 metros de ancho, posee dos carriles vehiculares. Su cimentación es profunda, y está basada en pilotes de 1.20 metros de diámetro y longitudes que van de 14.50 a 17 metros.

#### 2.3.7.4.6 Otras tipologías

Dentro de este grupo se expone una serie de puentes con una peculiar característica que es su movilidad.

##### 2.3.7.4.6.1 Puentes flotantes

Se apoyan sobre flotadores que pueden tener diversos tamaños. Consisten fundamentalmente en un tablero apoyado sobre una serie de elementos flotantes que sirven para mantenerlo en una situación más o menos fija. Estos elementos flotantes son muy variados tales como barcas, pontones cerrados, etc. Los primeros puentes flotantes fueron de odres o barcas y datan del Siglo V antes de Cristo. Ya desde esta fecha a nuestros días se vienen utilizando este tipo de puentes flotantes en ríos profundos o donde resulta difícil cimentar.

##### 2.3.7.4.6.2 Puentes móviles

Los puentes móviles son aquellos en que el tablero o parte de él es móvil con tal de permitir el paso alternativo a dos tipos de tráfico muy diferente, generalmente el terrestre y el marítimo. De este modo cuando están cerrados permiten el paso de los vehículos rodados o ferrocarriles y cuando están abiertos permiten el paso de los barcos. Los primeros puentes móviles aparecen en la Edad Media con una función defensiva si bien actualmente se utilizan para la alternancia de tráfico. Puentes móviles en San Petesburgo. Podemos establecer dos tipos de clasificaciones. Respecto a las que atienden a su traslación distinguimos:

- Traslación mediante desplazamiento libre: Consiste en el desplazamiento mediante remolcadores u otro mecanismo las partes del puente apoyadas sobre barcas o pontones.
- Traslación mediante desplazamiento vertical: Puentes elevables mediante una traslación paralela.
- Traslación mediante desplazamiento horizontal: Son puentes rodantes en que el tablero se desplaza según el eje longitudinal del puente.

- Rotación alrededor de un eje horizontal: Son puentes levadizos.
- Basculantes
- Rotación a lo largo de un eje vertical: En ellos el tablero gira sobre el eje vertical del apoyo y pasa de la posición de puente cerrado que es transversal a la del canal de navegación a la de puente abierto que es paralela a él.

Otra clasificación es la que distingue entre:

- Puentes Basculantes: Giran alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyos de manera que podemos incluir en ellos los levadizos y los basculantes. Son los puentes más clásicos y de mayor uso en la actualidad.
- Puentes Giratorios: Los puentes giratorios de eje vertical tienen dos posibilidades de apertura que son el giro de dos vanos simétricos respecto a una pila situada en el centro del canal de navegación o bien girar dos semi vanos con sus compensaciones sobre dos pilas situadas en los bordes del canal.
- Puentes de desplazamiento vertical: Son tableros simplemente apoyados cuyos apoyos se pueden mover verticalmente cuyos apoyos se pueden mover verticalmente para elevarlos a la cota que requiere el gálibo del canal de navegación. Normalmente se elevan tirando de sus cuatro esquinas. Este sistema es apto para luces grandes.
- Puentes de desplazamiento horizontal: La mayoría son flotantes. El puente se desplaza longitudinalmente sobre rodillos avanzando o retrocediendo en voladizo libre hasta llegar al apoyo de la otra orilla.

También se han desarrollado otros sistemas que combinan el desplazamiento horizontal con el vertical y otros en los que el movimiento es por desplazamiento en horizontal de un tramo flotante situado entre dos líneas de pontones que forman una U y le sirven de guía.

#### 2.3.7.4.6.3 Puentes trasbordadores

Al igual que en el caso anterior participa de la característica de la movilidad contraria a la idea de puente. Su precursor fue el ingeniero Ferdinand Arnodin. Se utilizan para luces grandes o muy grandes. El trasbordador consiste en una viga fija situada a la altura requerida por el gálibo de la cual se cuelga una plataforma móvil generalmente mediante cables que transporta los vehículos de una orilla a la opuesta.. Esta tipología en seguida pasó de moda y desde 1916 no se ha vuelto a construir ninguno con la sola excepción del SkyRide de Chicago para la exposición universal de 1933.



### 2.3.7.5. Elementos de un puente

Su proyecto y su cálculo pertenecen a la ingeniería estructural siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

Los puentes para su estudio constan de los siguientes elementos:

- Subestructura
- Superestructura
- Elemento no estructurales

#### 2.3.7.5.1 Subestructura

Es el conjunto de elementos que soportan el peso de la superestructura, responsable del traslado de fuerzas al suelo. Los elementos son:

**Estribos:** Esta estructura tiene la función de soportar los extremos de las vigas de la superestructura y simultáneamente retener el relleno de acceso al puente. Estos pueden ser contruidos de madera, concreto, acero o piedra ligada, dependiendo del tamaño del puente y de los materiales disponibles. Las partes de los estribos son:

**Cortina:** es la parte del estribo que recibe y retiene el relleno. Tiene el mismo ancho de la superestructura, su altura depende de la distancia que exista entre el terreno natural y la rasante de la carretera. En la parte alta de la misma, en la cara hacia el relleno, se construye una viga para soportar la losa de acceso.

**Viga de Apoyo:** es el elemento horizontal que recibe directamente los extremos de las vigas de la superestructura, sobre la cual se colocan los apoyos que pueden ser: planchas de neopreno, apoyo de balancín o apoyo de rodillo. En oportunidades, cuando es necesario, se construye sobre este pedestales para apoyar las vigas cercanas a la línea central de la superestructura, ya que la pendiente de la losa de rodadura en este punto es más alta, también en esta pieza quedan embullidos los pernos de sujeción de las vigas o pequeños pedestales para evitar el movimiento lateral de las vigas.

**Columna o cuerpo:** esta parte es la que soporta toda la estructura sobre el suelo, puede ser de columnas cuando es diseñado como marco rígido y muro de gravedad de concreto ciclópeo.

**Cimiento:** como su nombre lo indica es la sustentación final de la estructura; normalmente se construye un elemento por cada columna. Dependiendo del diseño, el cimiento puede descansar sobre suelo firme o sobre pilotes.

**Aletones:** son paredes continuación de la cortina a ambos lados de ésta, con la función de confinar los taludes del acceso al puente; generalmente se construyen aun ángulo de 45° con respecto a la línea central de la carretera.

**Pilas:** estas tienen la misma función que los estribos, con la diferencia que están colocadas en el claro del puente y no soportan empuje de tierra o relleno. Sus partes son:

**Viga cabezal:** es la parte superior de la pila, en donde descansan las vigas de las dos superestructuras que soporta; puede ser plana totalmente o con pedestales en una de sus mitades, en el caso de estar cargando dos superestructuras de diferente largo.

**Columna cuerpo:** es la parte en donde se apoya la viga cabezal y traslada las cargas al suelo. Esta puede ser un muro de gravedad, una columna o varias, o pilotes.

**Cimiento:** es la sustentación final de la estructura, de forma rectangular directamente sobre el suelo o sobre pilotes.

### 2.3.7.5.2 Superestructura

Es el conjunto de elementos por donde pasan los vehículos para salvar el río u obstáculo; puede ser de madera, concreto, acero o combinada. Esta soportada por la subestructura del puente, y sus partes son:

**Losa de rodamiento:** es la plataforma sobre la cual circulan los vehículos. Generalmente es concreto reforzado, sin embargo en el caso de los puentes tipo Bailey es de acero o madera. Sobre ella se colocan, algunas veces, una capa de rodadura para evitar su desgaste, la cual puede ser de concreto o de asfalto.

**Vigas longitudinales:** es la parte encargada de soportar todas las cargas tanto vivas como muertas, que son transferidas desde la losa de rodamiento.

El material con que se construyen puede ser madera, concreto reforzado, concreto preesforzado, concreto postensado, acero o madera.

**Diafragmas:** su función es distribuir en forma uniforme las cargas provenientes de las vigas; se construyen en sentido transversal a las vigas longitudinales dándoles rigidez a las mismas. En las superestructuras de acero adicionalmente se colocan riostre

### 2.3.7.5.3 Elementos no estructurales

Su función es la protección de la superestructura, sin ninguna función estructural. Estos son:

**Barandal:** También llamado pasamanos o pretil, está fijado al remate de la losa de la superestructura en la parte de la acera, y su función es evitar que los vehículos y peatones

caigan del puente hacia el río u hondonada; va fijada por medio de postes uniformemente contruidos.

**Juntas:** Al final de cada superestructura existe una separación; esta junta permite a la super estructura tener holgura en sentido longitudinal en variaciones por temperatura o en el momento de un sismo no golpear la próxima.

**Señalización:** Son los elementos horizontales y verticales que permiten advertir al usuario de la carretera de la presencia de la estructura.

### **2.3.8. Hidráulica de puentes**

#### **2.3.8.1. Generalidades**

En este capítulo se trataran de conceptos, los cálculos y las medidas constructivas relacionadas con los puentes, como lugar de cruce entre la infraestructura de comunicación y los ríos. El objeto de nuestro interés no es ya el río mismo sino una obra humana que lo cruza. A pesar de ello las ideas básicas y el lenguaje son los mismo de los capítulos anteriores, lo que quizá refuerce la visión fluvial del puente.

#### **2.3.8.2. Consideraciones sobre el emplazamiento de un puente**

Al momento de escoger la ubicación de un puente es muy importante tener en cuenta una serie de recomendaciones respecto a los factores hidráulicos, para obtener así una obra segura y económica. En caso de no atender a estas recomendaciones se incurrirá en grandes gastos para conferir seguridad al lugar de cruce escogido arbitrariamente.

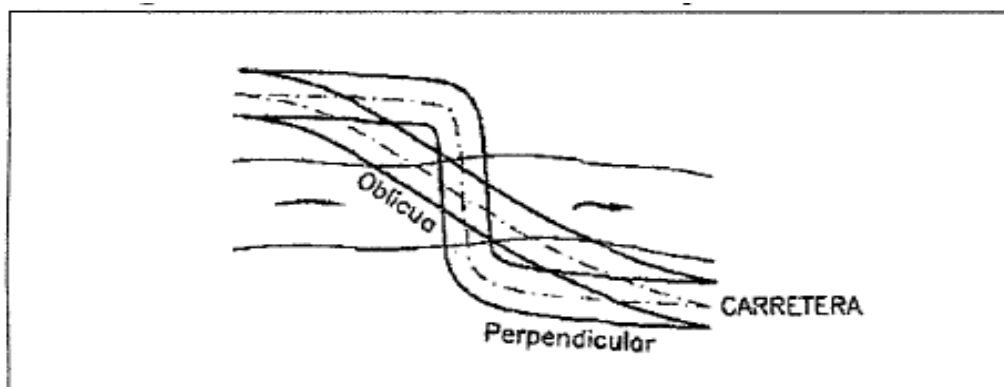
- Una característica esencial del lugar de emplazamiento del puente es su estabilidad fluvial, es decir, la garantía de que el río no modifique su cauce con efectos negativos para el puente.
- Un emplazamiento en lugar inestable puede obligar a realizar obras son imprescindibles, pues la falta de estabilidad es extensa y general.

Los ríos entrelazados y los ríos meandriformes de orillas poco resistentes son ejemplos en que pueden ser necesarias obras complementarias de encausamiento.

#### **2.3.8.3. Consideración sobre la alineación de un puente**

Tras el emplazamiento, la siguiente cuestión geométrica con implicación hidráulica es la alineación de la via con respecto al río. En primer lugar no hay razón para exigir que el cruce sea perpendicular al río en lugar oblicuo, siempre que esta última alineación venga dictada

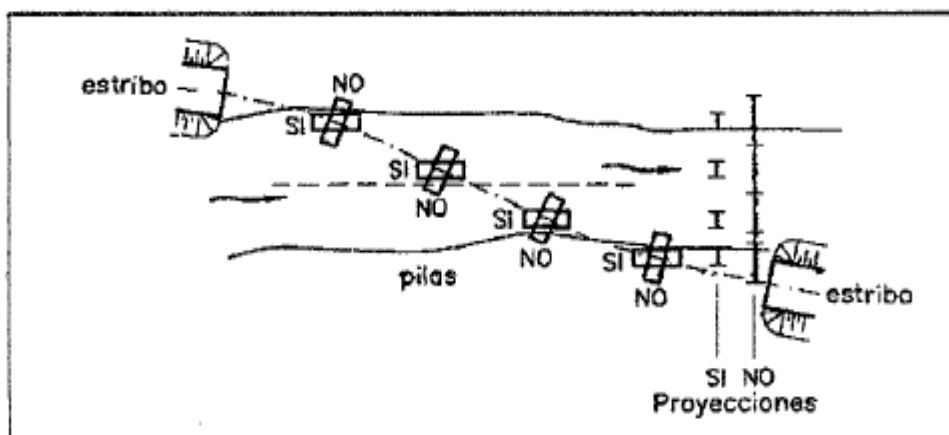
por buenas razones de trazado de la vía. Ahora bien, hoy casi no es preciso dar razones para rechazar la antigua costumbre de trazar curvas de entrada y salida de un puente para el cruce fuera perpendicular.



**Figura 23:** Alineación de la vía respecto al cauce. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide).

Una vez aceptadas las alineaciones oblicuas, hay que advertir de algunos problemas que llevan asociadas.

- Las pilas, cimentaciones, estribos y todo elemento mojado del puente debe estar correctamente alineado con la corriente, de ningún modo según la alineación propia del puente por más que esto signifique una compilación estructural o constructiva.
- La anchura real libre del puente (su vano), que se debe considerar en los aspectos hidráulicos del proyecto se mide en la proyección del puente sobre el plano perpendicular a la corriente.



**Figura 24:** Alineación de pilas y estribos según la corriente. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide).

- El ancho efectivo del puente, que se considera en los aspectos hidráulicos del puente, se mide en la proyección del puente en un plano perpendicular a la corriente.

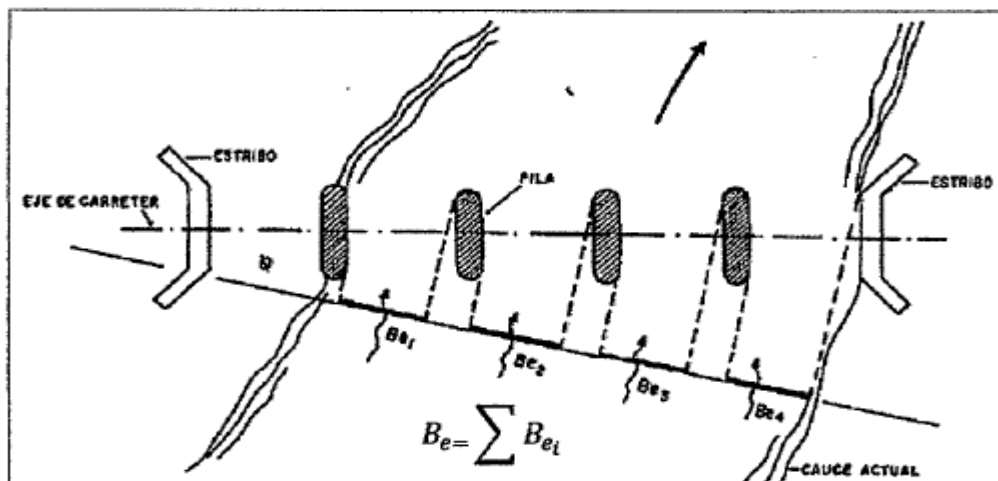


Figura 25: Ancho efectivo del puente. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide).

- Una alineación muy oblicua (subparalela) entre el río y la vía puede ocasionar tal concentración de obstáculos en el cauce, que casi lo obstruyan. Este problema es más frecuente cuanto más importante es la vía y cuanto menos importante es el cauce pues la vía impone su trazado desconsiderado el carácter específico del cauce.

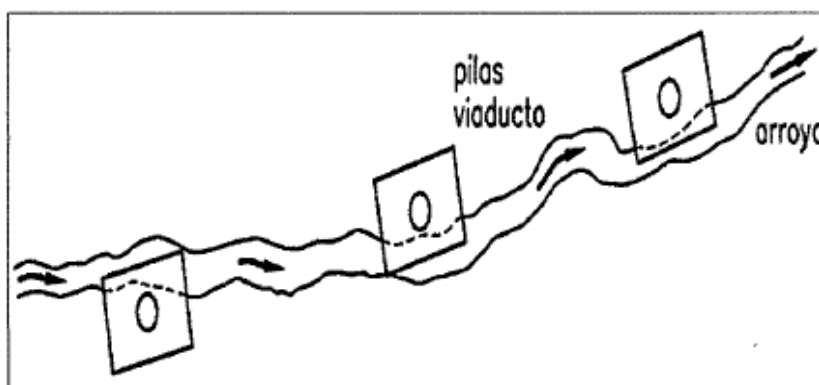
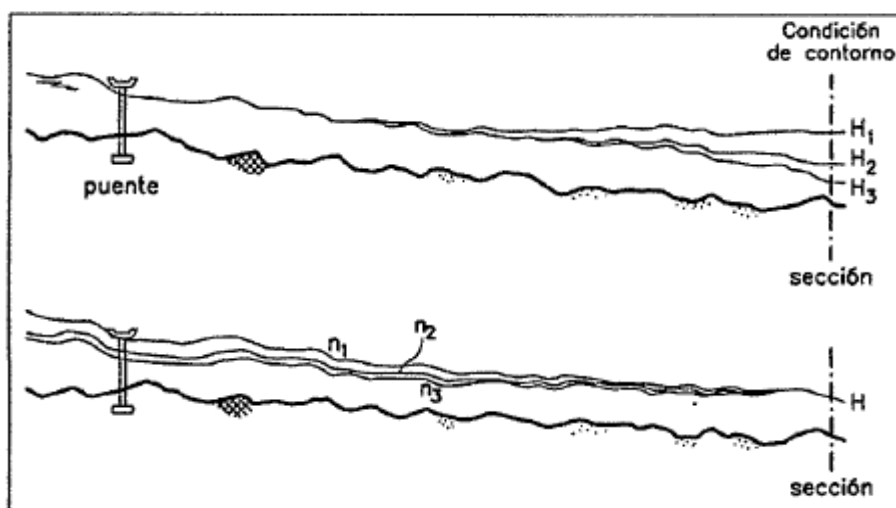


Figura 26: Vía de gran importancia alineada casi paralelamente con cauce de poca importancia (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide).

#### 2.3.8.4. Dimensionamiento del vano altura libre

Las dimensiones del vano del puente deben venir determinadas en principio por la función hidráulica (de desagüe) que corresponde al vano. No obstante abundan los puentes fluviales con vanos superiores a los necesarios, sobretodo en altura pero también en longitud, como puede ocurrir por razones de trazado alimétrico en vías de gran importancia, en ríos pequeños o en ríos de montaña. En todo tipo de vías, ríos de llanura, por el contrario, el vano debe ser tan grande como sea preciso para permitir el paso del agua. Las dimensiones del vano son la altura libre y anchura libre (ancho efectivo del puente proyectado en un plano perpendicular a la corriente).

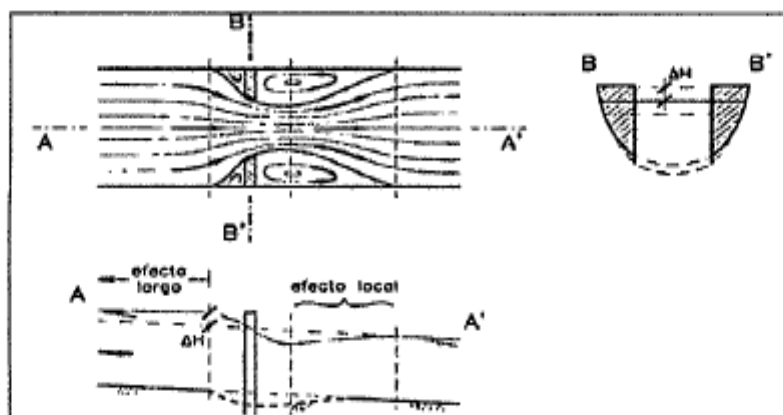


**Figura 27:** Influencia de la oscuridad de contorno  $H$  y el coeficiente de rugosidad en el cálculo hidráulico. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide).

Mediante un estudio hidrológico pueden estimarse los caudales de distintos periodos de recurrencia. Periodos de retorno de 25 a 50 años son más lógicos en vías poco importantes, de 100 años en vías de importancia media y de 100 a 200 años en vías de gran importancia.

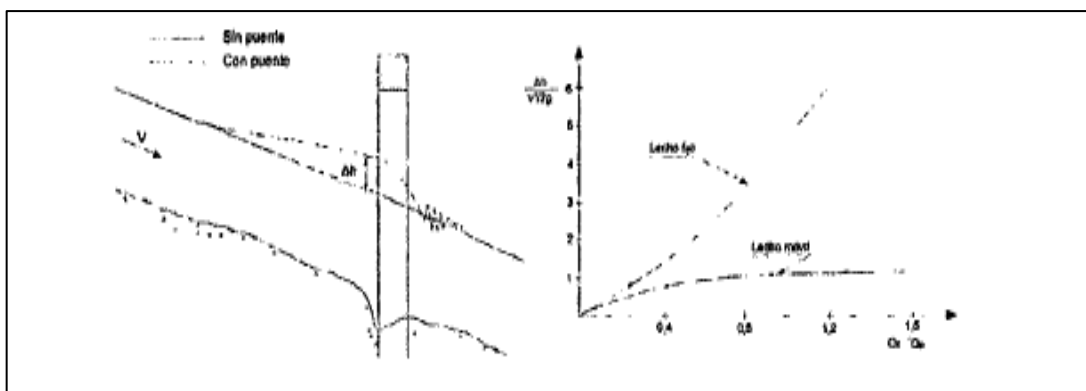
#### 2.3.8.5. Dimensionamiento del ancho del vano y sus efectos erosivos

Conviene tener presente que el costo de un puente aumenta directamente con su luz, sobre todo si generalmente los ríos ocupan lugares muy anchos, especialmente en condición de proyecto {avenidas}. En cuanto a su estructuración, un puente se considera formado por dos unidades: la estructura (tablero y apoyos) y la obra de tierras de aproximación, a la entrada y salida de la estructura (terraplén).



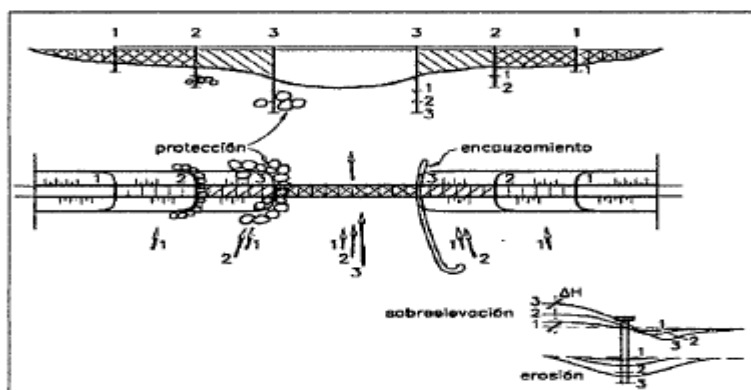
**Figura 28:** Características hidráulicas del paso de agua bajo un puente. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide).

El remanso incrementa las inundaciones y requiere de obras adicionales de defensa. Además influye en el fenómeno de las erosiones, pues modifica el calado y el reparto de caudal entre el cauce menor y de avenidas, variables ambas que condicionan las erosiones locales de pilas y estribos.



**Figura 29:** Remanso producido por la presencia de un puente en el cauce de un río. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide).

Además del efecto de la sobreelevación, el aumento de la velocidad (por estrechamiento) produce una socavación del lecho en el área del puente, la cual se combate fundando a mayor profundidad o aplicando medidas de protección frente a la erosión.



**Figura 30:** Dimensionamiento de la anchura del vano. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martin Vide)

### 2.3.8.6. Erosión local

#### 2.3.8.6.1. Generalidades

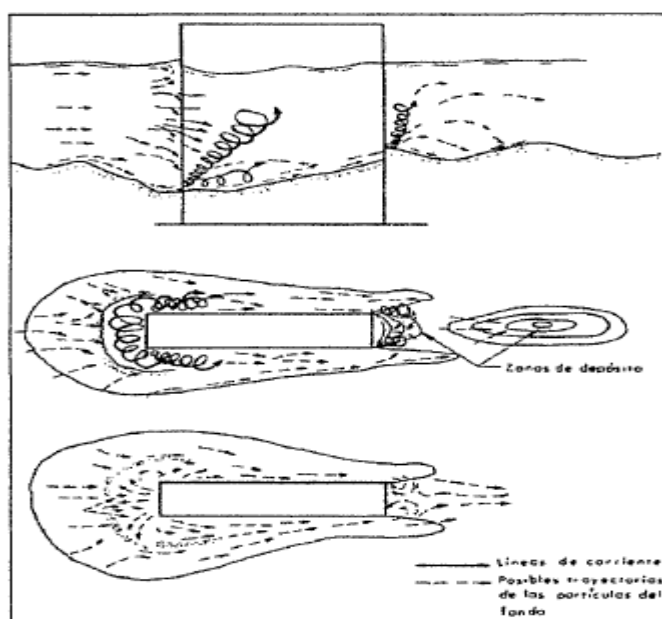
La erosión del fondo del río en el lugar donde se ubica un puente es la causa más frecuente de falla, cuando afecta a cimentaciones imperfectas o insuficientes. Generalmente la erosión

no se manifiesta claramente, todo ocurre bajo el agua y por eso se ignora el problema hasta que se produce la falla irreversible del puente. Si bien la erosión considera procesos a largo plazo, son los procesos transitorios (avenidas) los que, la gran mayoría de las veces, producen el colapso del puente.

- Erosión en la sección del puente e inmediaciones, debido a la presencia de pilas y estribos que provocan una reducción local de la sección del escurrimiento, a su vez el caudal se contrae acelerando el flujo y provocando una socavación generalizada que se debe sumar a los efectos de erosión local (erosión general por estrechamiento).
- Erosión local en pilas, estribos y otros elementos mojados, debido al desconocimiento que existe respecto a la interacción entre las erosiones que afectan a un puente, la erosión potencial total se calcula como la suma de la erosión general por contracción y la erosión local.

#### 2.3.8.6.2 Descripción del fenómeno erosivo local

El origen de la erosión local reside principalmente en los flujos secundarios con componente vertical que se producen alrededor de los elementos de fundación, los cuales alteran el régimen hidrostático de presiones en las inmediaciones de los obstáculos. Éste fenómeno tiene una mayor intensidad en la zona frontal, donde el movimiento descendente del agua desde la superficie hacia el fondo inicia un vórtice que rodea la obra, y que en el caso de las pilas tiene forma de herradura.

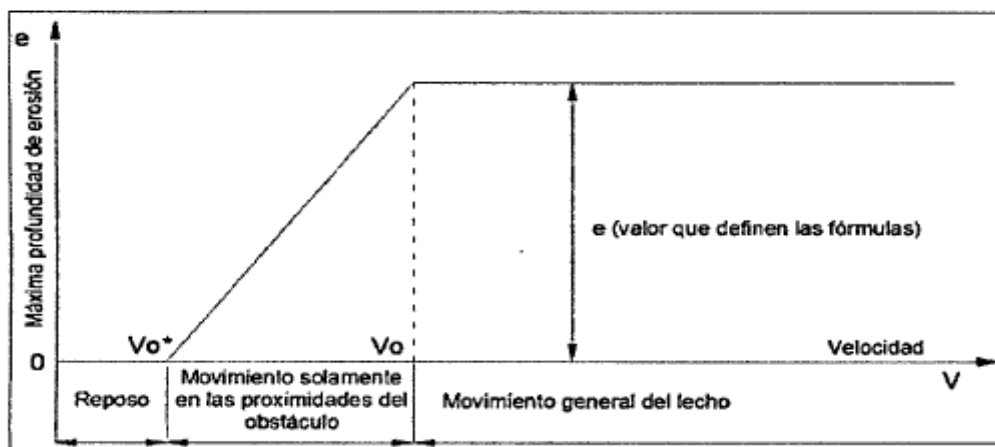


**Figura 31:** Mecanismo de definición de la erosión local.  
(Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)



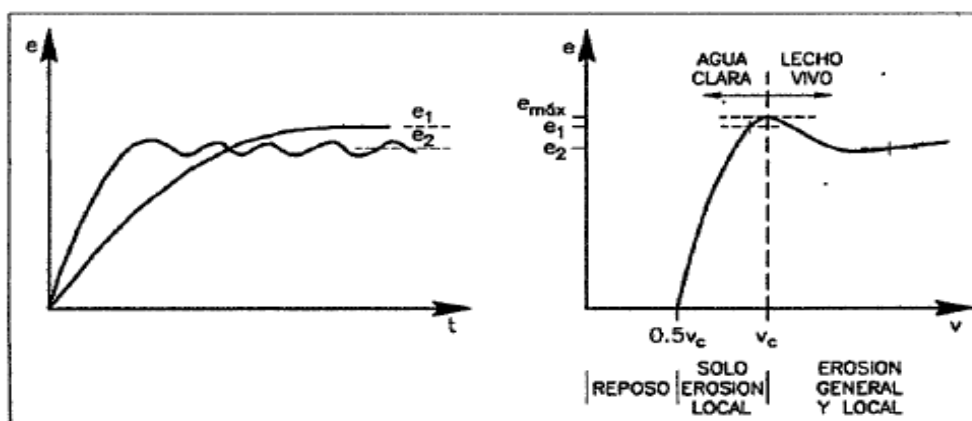
El desarrollo de la socavación local está estrechamente relacionado con la velocidad del flujo, es importante comprender esta relación ya que representa la base para el cálculo de este fenómeno.

En un comienzo hay velocidades muy pequeñas, por lo tanto la corriente no es capaz de arrastrar sedimentos.



**Figura 32:** Evolución esquemática de la erosión local con la velocidad. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

Luego al aumentar la velocidad, se alcanza un valor a partir del cual se inicia el arrastre sólido, pero sólo alrededor del obstáculo (pila o estribo) donde las condiciones son más desfavorables.



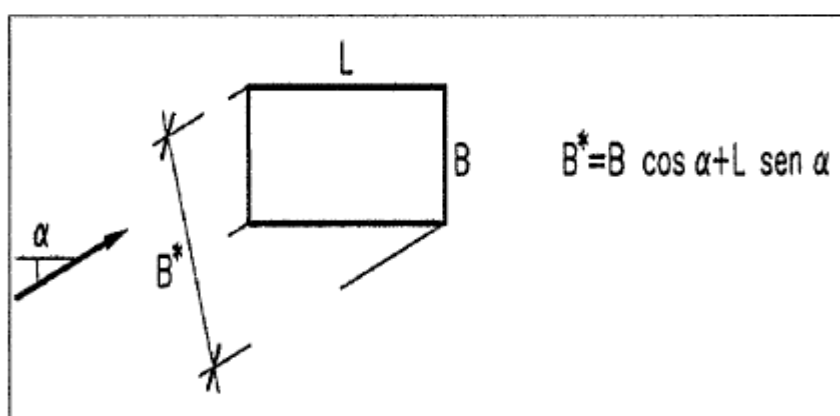
**Figura 33:** Evolución temporal de la erosión local en aguas claras y lecho vivo de río, erosión local en pilas según la velocidad de la corriente. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide).

### 2.3.8.6.3 Erosión en pilas

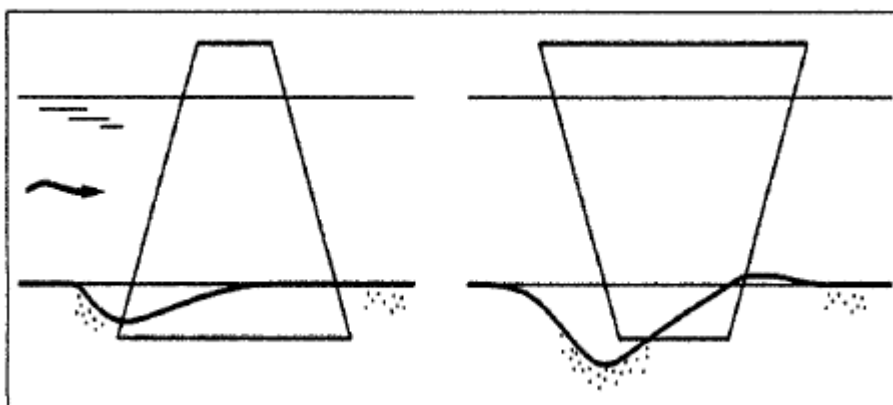
La principal razón de la discrepancia entre fórmulas es la discusión existente aún sobre los factores que influyen en la erosión. Las variables que influyen, en orden de importancia

parecen ser: la dimensión transversal de la pila (su anchura efectiva proyectada en un plano perpendicular a la corriente), la velocidad de la corriente, la granulometría del material de fondo (desviación estándar del tamaño del sedimento), la forma del obstáculo y el calado (Vide,2003).

Como ya se sabe, el factor que tiene mayor influencia en la profundidad de erosión es el ancho que se define como la proyección de la pila en la dirección perpendicular a la corriente, evidentemente dicho parámetro depende del ancho de la pila y de su alineación con la corriente. Además, en los casos que la pila no se encuentre alineada con la corriente, la influencia de esta última crece con la longitud de la pila. Erosión.



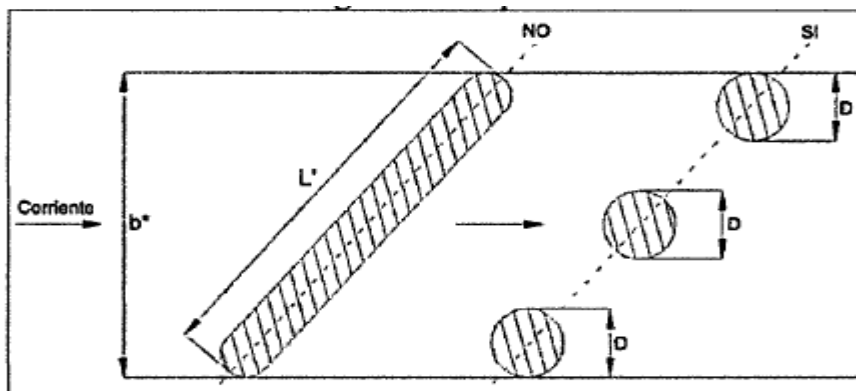
**Figura 34:** Anchura efectiva para el cálculo de la erosión local. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)



**Figura 35:** Anchura variable en pila. (Fuente: Ingeniería de ríos Juan P. Martín Vide)

Hay ciertas características geomorfológicas de un cauce que pueden alterar el ángulo de incidencia sobre un puente como son las contracciones, ensanchamientos, codos, dunas y especialmente los cursos meandros y los divagantes en una amplia terraza aluvial.

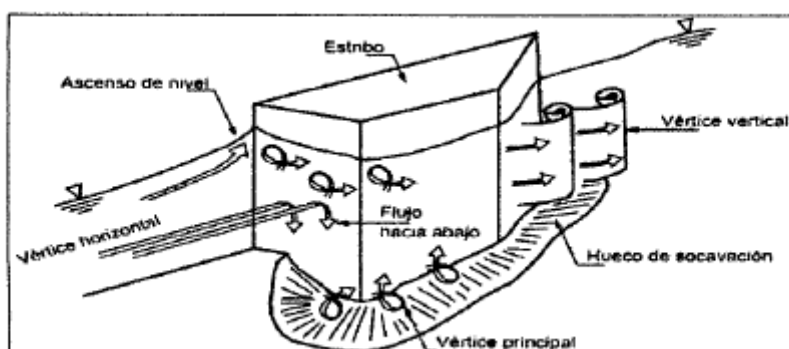
Se recomienda evitar el emplazamiento de puentes en zonas como las descritas en el párrafo anterior, ahora si esto no fuera posible y se prevén cambios notables en la dirección de la corriente en las cercanías del puente, se recomienda sustituir el apoyo continuo por otro múltiple, constituido por ejemplo por pilas cilíndricas suficientemente separadas.



**Figura 36:** Ventajas del apoyo múltiple con grandes ángulos de ataque y longitudes de pila. (Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide).

#### 2.3.8.6.4 Erosión en estribos

Semejante al fenómeno de erosión en pilas en cuanto al sistema de vórtices, propiedades del régimen de agua clara y de lecho vivo. La máxima erosión se produce en la cara de aguas arriba, donde confluye la corriente orientada hacia el vano del puente con la corriente que viene bordeando el terraplén.



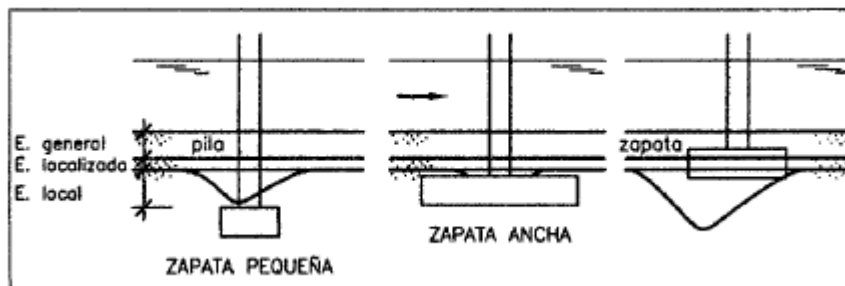
**Figura 37:** Esquema de la erosión de un estribo. (Fuente: control de erosión en zonas tropicales Jaime Suárez Díaz).

#### 2.3.8.7. Cimentación y protección

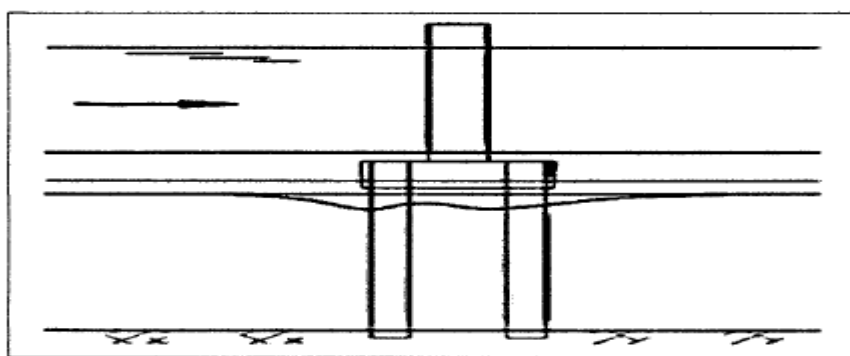
##### 2.3.8.7.1 Cimentación

Una solución para evitar que la erosión que produce la corriente alcance las cimentaciones de los puentes, dejándolas vulnerables, es colocarlas a una profundidad mayor que la máxima

erosión previsible. En ocasiones, si la zapata es muy ancha, puede servir como medio para combatir la erosión local actuando como un fondo no erosionable.



**Figura 38:** Criterio de profundidad de una cimentación superficial. (Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide).

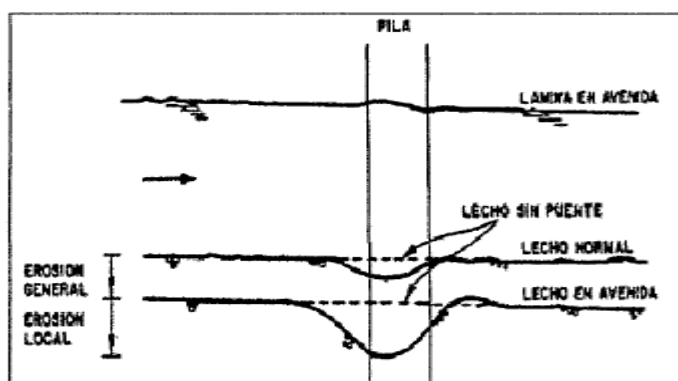


**Figura 39:** Erosión local en cimentación profunda. (Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide)

### 2.3.9. Métodos de cálculo de la socavación

Desde el punto de vista de la ingeniería es muy importante cuantificar el valor máximo de la socavación que se puede producir en torno a los elementos de cimentación del puente y que puede afectar su estabilidad. Se distingue dos tipos de socavación:

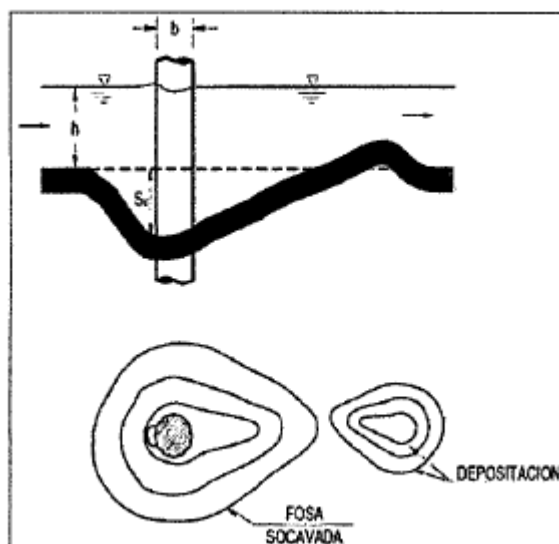
- Socavación general del lecho
- Socavación al pie de elementos de fundación de puentes



**Figura 40:** Definición de los conceptos de erosión general y erosión local (Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide)

### 2.3.9.1. Socavación local en pilas

Las fórmulas para el cálculo de la socavación máxima al pie de una pila están referidas a pilas cilíndricas de sección circular insertas en un lecho de arena y en régimen de "aguas claras", es decir, la condición crítica donde no hay aporte de sedimentos desde aguas arriba. Para cualquier otro caso se consideran factores de corrección.



**Figura 41:** Esquema de erosión local en pilas  
(Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide)

- *Pilas de sección circular en un lecho de arena*

Para estimar la socavación máxima al pie de una pila de sección circular inserta en un lecho de arena el Manual de Carreteras recomienda emplear cualquiera de las expresiones siguientes:

- Breusers, Nicollet y Shen (BNSh) (1977)

$$\frac{Sc}{b} = 2 \tanh\left(\frac{h}{b}\right)$$

- Envoltente de datos experimentales (EDE) de diversos autores:

$$\frac{Sc}{b} \begin{cases} 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0.35} & \text{para } \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2.5 & \text{para } \frac{h}{b} > 2 \end{cases} \quad \frac{St}{b} \begin{cases} 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0.35} & \text{para } \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2.5 & \text{para } \frac{h}{b} > 2 \end{cases}$$

Dónde:

$S_c$ : Socavación máxima debido a la presencia de la pila en un lecho de arena, en condiciones de "aguas claras" y transporte incipiente del flujo en la zona no alterada por la pila.

b: Diámetro de la sección circular de la pila

h: Altura de escurrimiento

F: Número de Froude del flujo no perturbado ( $F = V\sqrt{gh}$ ; V: Velocidad media)

b. Factores de corrección

Para considerar los efectos de la forma de la pila, cantidad de pilas, dispersión granulométrica del material del lecho se utiliza un coeficiente de corrección K.

$S = K \cdot S_c$

El factor K queda definido por el producto siguiente:

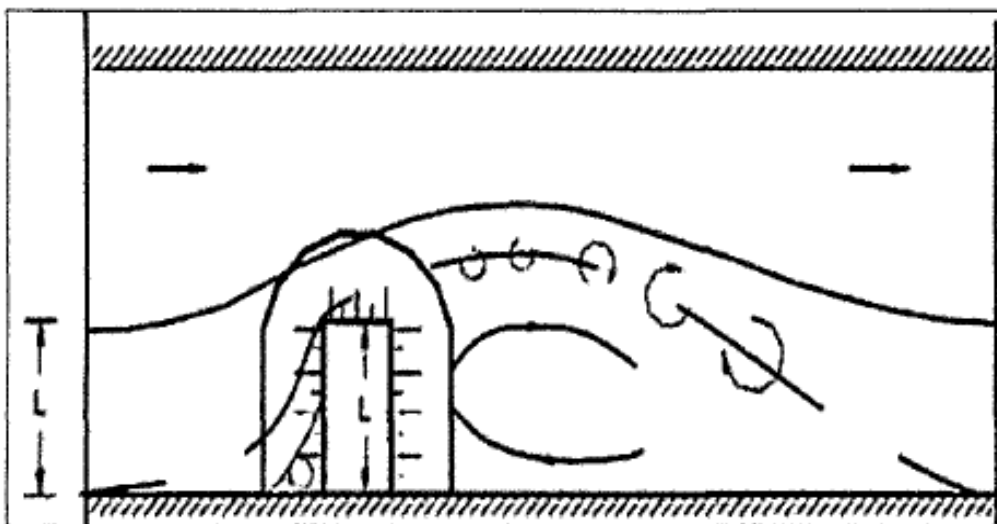
$$K = K_s \cdot K_w \cdot K_g \cdot K_{gr} \cdot K_r \cdot K_d$$

Dónde:

- $K_g$  = Factor de forma de la pila
- $K_w$  = Factor de alineamiento de la pila de sección no circular con la corriente.
- $K_g$  = Factor de debido a la dispersión granulométrica de arenas no uniforme (se determina con expresión de Johnson)
- $K_{gr}$  = Factor que toma en cuenta la presencia de grupos de pilas
- $K_r$  = Factor de afloramiento de la base de fundación
- $K_d$  = Factor de influencia por tamaño del sedimento

### 2.3.9.2. Socavación local en estribos

Los estribos son estructuras que sirven para soportar y empalmar la superestructura de un puente con la ribera. La presencia de estos elementos implica un estrechamiento de la sección, lo cual a su vez acelera el flujo provocando la erosión general del lecho.



**Figura 42:** Esquema en erosión local en estribos. (Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martín Vide)

La socavación local al pie de los estribos fundados en lechos de arena se determina mediante la relación del Melville (1992), la cual está representada por la siguiente ecuación:

$$\frac{S_e}{h} = K_{\phi} \cdot K_F \cdot K_h \cdot K_{\theta} \cdot K_i$$

Donde

- $S_e$  = Socavación local al pie del estribo
- $h$  = Altura local del escurrimiento no perturbado
- $K_{\phi}$  = Factor del ángulo de esviaje de la estructura
- $K_F$  = Factor que considera la forma del estribo
- $K_h$  = Factor que considera la profundidad del flujo
- $K_{\theta}$  = Factor de dispersión granulométrica de la arena si ella no es uniforme (El manual de carreteras recomienda adoptar valor igual a la unidad)
- $K_i$  = Factor de intensidad del flujo

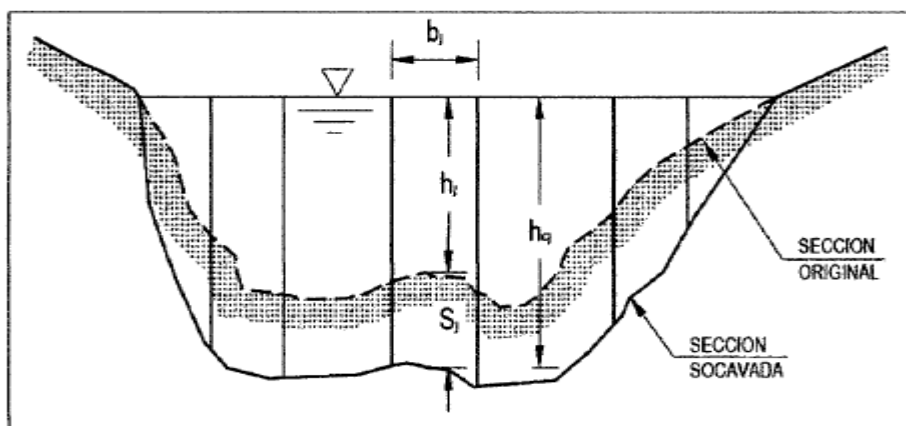
### 2.3.9.3. Socavación general del lecho

Un cauce fluvial experimenta un proceso de socavación general cuando ocurre una profundización de su lecho en un determinado tramo debido a un desequilibrio entre la tasa de salida y entrada de sedimentos a dicho tramo.

Este desequilibrio generalmente se encuentra asociado a una aceleración del flujo que provoca un aumento local de la tasa de arrastre de sedimentos, como ocurre en el caso de una contracción o angostamiento del cauce.

- Método de Neill (1975)

Para una mayor precisión al determinar la sección socavada se divide la sección en franjas o subsecciones, luego para cada una de ellas se determinará la altura máxima de agua que se iguala a la crítica de arrastre



**Figura N°43:** Método de nivel para el cálculo de la erosión general. (Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martin Vide)

La socavación general de cada subsección j, se denomina y se define como sigue:

$$S_j = h_{cj} - h_j$$

Donde

$h_{cj}$ = Altura de escurrimiento en la franja socavada

$h_j$ = Altura de escurrimiento de la franja original sin socavar. (Se obtiene del eje hidráulico y del perfil transversal)

Las fórmulas para el cálculo de la velocidad crítica se pueden expresar para cada subsección en función de la altura socavada y el caudal unitario:

Para sedimentos finos (arenas):

$$h_{cj} * \ln\left(\frac{12h_{cj}}{K_s}\right) = \frac{q_j}{0.787\sqrt{gD}}$$

Para sedimentos gruesos:

$$h_{cj} = \left(\frac{q_j}{1.81\sqrt{gD}^{0.33}}\right)^{0.855}$$

Donde  $q_j$  es el caudal unitario de la franja j si se considera constante en toda la sección la pendiente del plano de carga, se calcula como sigue:

$$q_j = \frac{Q_j}{B_j} = \frac{1}{B_j} \left(\frac{\Omega_j}{\Omega}\right) \left(\frac{R_j}{R}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{n}{n_j}\right) Q$$

Donde

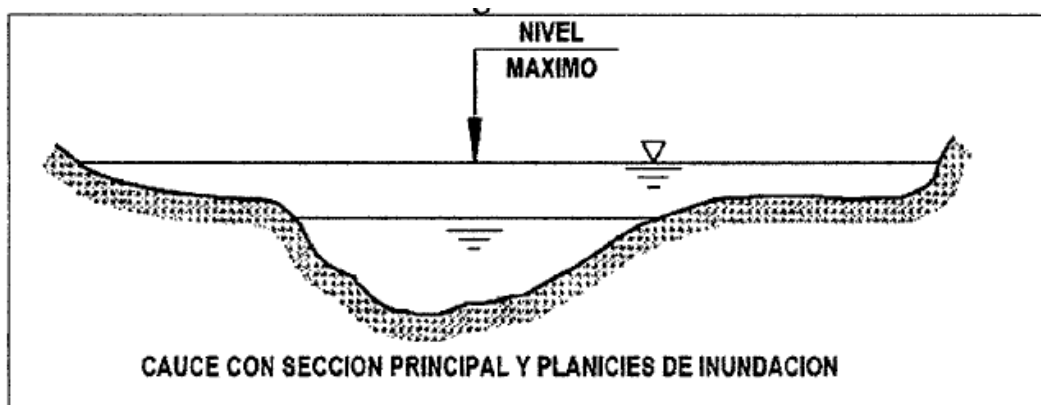
- $Q_j$ = Caudal total de la franja j [m<sup>3</sup>/s]
- $B_j$ = Ancho de la franja j [m]
- $\Omega_j$ = Área de la franja j [m<sup>2</sup>]
- $R_j$ = Radio hidráulico de la franja j [m] que se calcula dividiendo por
- $n_j$ = Rugosidad de Manning para la franja j (adimensional)
- $\Omega, R, n, Q$ = Las mismas variables anteriores, definidas para la sección total.
- $D$ = Diámetro representativo del sedimento del lecho (m). Para cauces con sedimento grueso y tendencia al acorazamiento, se utiliza 084, 090 o 095 según la mayor dispersión granulométrica que presente la distribución.

Para sedimentos finos, se emplea  $D_{50}$  o  $D_m$ .



- $K_g$ = Aspereza o rugosidad determinante de la pérdida de carga. Para sedimentos finos o arenosos, se emplea  $D_{65}$
- $g$ = Aceleración de gravedad ( $\frac{m}{s^2}$ )
- Método de Lischtvan- Levediev (1967)

Este método se utiliza para calcular la socavación general media en una contracción producida por la presencia de las pilas de un puente. Para efectos de este estudio se considera el método aplicado a lechos no cohesivos con sección principal y planicies de inundación.



**Figura N°44:** Método de Lischtvan-Levediev para el cálculo de la erosión  
(Fuente: Ingeniería fluvial Juan P. Martin Vide).

El método se aplica a la sección global, pero se recomienda realizar el análisis en franjas similar al método de Neill. Para cada franja se debe determinar la profundidad de máximo escurrimiento, incluyendo la situación socavada mediante:

Sedimentos no-cohesivos.

$$h_j = \left( \frac{q_j}{0.68 * \beta * D^{0.28} * \varphi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

Donde

- $h_j$ = Altura de escurrimiento en la franja socavada  $j$  [m]
- $q_j$ = Caudal por unidad de ancho de la franja socavada  $j$  [m<sup>3</sup>/m/s]
- $D$ = Diámetro medio del sedimento obtenido de la curva granulométrica [mm]. Se estima como  $D = \frac{\sum \Delta p_j D_j}{100}$  con  $p_j$  porcentaje en peso que pasa la malla  $D_j$
- $Y_s$ = Peso volumétrico del material seco [tonjm<sup>3</sup>]
- $\beta$ = Coeficiente función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño
- $\varphi$ = Coeficiente que considera influencia del sedimento en suspensión.

- X= Parámetro de la fórmula de arrastre crítico
- n= Rugosidad de Manning
- i= Pendiente media del lecho.

### 2.3.10. Marco Conceptual

- **Acceso:** es el ingreso a un sitio. El acceso a una localidad, en un sentido, puede ser un camino o una carretera. Se trata de la vía que permite que las personas pueden llegar, desde otros puntos geográficos, a la ciudad.

- **Caudal:** volumen de agua que fluye a través de una sección transversal de un río o canal en la unidad de tiempo.

- **Caudal máximo:** es un valor que permite asociar la cantidad de agua que fluye en un determinado tiempo, procedente de una cuenca hidrográfica específica.

- **Caudal de diseño:** es el volumen de agua que llegara a las obras de arte.

- **Concreto postensado:** es aquel hormigón/concreto al que se somete, después del vertido y fraguado, a esfuerzos de compresión por medio de armaduras activas (cables de acero) montadas dentro de vainas. A diferencia del hormigón pretensado, en el que las armaduras se tensan antes del hormigonado, en el postensado las armaduras se tensan una vez que el hormigón ha adquirido su resistencia característica.

-**Cuenca hidrográfica:** la cuenca hidrográfica se define como una unidad territorial en la cual el agua que cae por precipitación se reúne y escurre a un punto común o que fluye toda al mismo río, lago o mar. En esta área habitan seres humanos, animales y plantas, todos ellos relacionados (Sing, 1989).

- **Gálibo:** Dimensión máxima de un vehículo grande que sirve para determinar si puede pasar por un túnel o por debajo de un puente, un paso elevado, etc.

-**Parámetros geométricos:** los parámetros geométricos son las mediciones que tiene una determinada zona en estudio, entre ellas están: área, perímetro, forma, pendiente, longitud del cauce, longitud de la pendiente, altitudes, etc.

- **Período de retorno:** es una representación usada comúnmente para presentar un estimativo de la probabilidad de ocurrencia de un evento determinado en un periodo determina.

-**Precipitación:** se denomina precipitación, a toda agua meteórica que cae en la superficie de la tierra, tanto en forma líquida (llovizna, lluvia, etc.) y sólida (nieve, granizo, etc.) y las

precipitaciones ocultas (rocío, la helada blanca, etc.). Ellas son provocadas por un cambio de temperatura o de presión. La precipitación constituye la única entrada principal al sistema hidrológico continental (Musy, 2001).

- **Probabilidad de ocurrencia:** es cuando se presenta una avenida con determinado caudal o superior en un año cualquiera.

- **Riesgo de falla hidrológica:** son todos aquellos que están causados por el agua, tanto por exceso como por defecto. En el primer caso, es decir, por exceso de agua, se pueden producir inundaciones costeras causadas por el mar, desbordamientos de ríos y erosión y sedimentación, provocados por tormentas de mayor o menor grado. En el caso de la ausencia de agua, el efecto es la salinización, la desertificación y la sequía. Muchos de ellos se producen como consecuencia de los riesgos atmosféricos como las tormentas y por ello se comentan en conjunto.

- **Tirante de agua ,Profundidad del flujo, calado o tirante:** Profundidad del flujo, calado o **tirante** es la profundidad del flujo (generalmente representada con la letra h) es la distancia vertical del punto más bajo de la sección del canal a la superficie libre del agua

- **Tirante de diseño:** es la distancia vertical del punto más bajo de la sección del canal a la superficie libre del agua (generalmente representada con la letra y).

- **Vida útil de una estructura:** período de tiempo, a partir de la fecha en la que finaliza su ejecución, durante el que debe mantenerse el cumplimiento de las exigencias. Durante ese período requerirá una conservación normal, que no implique operaciones de rehabilitación. La vida útil nominal depende del tipo de estructura y debe ser fijada por la Propiedad previamente al inicio del proyecto.

# **CAPÍTULO III**

## **MATERIAL Y MÉTODOS**

### **3.1. Materiales**

Para el desarrollo del presente trabajo de investigación de Ingeniería se emplearon los siguientes materiales

#### **3.1.1. Recursos Humanos**

- Bachiller graduado
- Asesor de Tesis.
- Personal técnico de apoyo en campo.

#### **3.1.1.1. Materiales Bibliograficos**

- Bibliografía Especializada en el tema de Hidrología e Hidráulica de ríos y puentes.
- Información pluviométrica registrada en la estación CO “TARAPOTO” y CO “SAN ANTONIO”.
- Tesis e informes de Ingeniería de la Biblioteca especializada de la FICA-UNSM.
- Manual y talleres referentes al tema referente al marco teórico.

#### **3.1.2. Materiales de escritorio**

- Cartuchos de tinta para impresora
- Papel A4
- Lapiceros, etc.

#### **3.1.3. Equipos**

- Computadora personal (Laptop).
- Plotter para la impresión de planos topográficos y demás planos necesarios para la mejor presentación que facilite el entendimiento del contenido de la Tesis.
- Programas Google Earth y Autocad.
- Impresora

## **3.2. Métodos**

### **3.2.1. Información Básica**

Considerando el nivel del Estudio, se ha recopilado la siguiente información básica.

#### **3.2.1.1. Información Cartográfica y Topográfica.**

La información cartográfica ha sido recopilada para la determinación de los parámetros hidrofisiográficos de la cuenca del río Cumbaza (Planos IGN – Carta Nacional) y la información topográfica local, mediante levantamiento topográfico in situ, para la determinación de ciertos parámetros en la sección de ubicación del puente vehicular, como son: el nivel alcanzado por las aguas máximas en la sección de cruce, pendiente del curso de agua en el tramo de interés, área hidráulica máxima, etc.

Se recopiló la siguiente información:

- Carta Geográfica Nacional, IGN, escala 1:100,000
- Imagen satelital Google Earth Escala 1:250,000
  
- Levantamiento Topográfico (con fines hidráulicos) a curvas de nivel del cauce del río donde se ha proyectado la ubicación del Puente vehicular Cumbaza, a escala 1 : 1000. Ver **Plano T** en el Anexo.

Así mismo, en el Plano C, se presenta el plano de la cuenca del río Cumbaza.

En el Plano PL del Anexo, se presenta el levantamiento Topográfico a curvas de nivel, perfil longitudinal y sección transversal de la ubicación del puente vehicular.

#### **3.2.2. Información hidrológica disponible**

En lo que respecta a la información pluviométrica total mensual, se presenta los registros de los últimos trece años, es decir, el comprendido ente el período 2001 – 2013 obtenidos de la Estación San Antonio y de la Estación Tarapoto se ha obtenido información del período comprendido entre los años 1998 - 2012. Esto teniendo en consideración que para el presente estudio, la información es solamente para caracterizar el clima en lo que respecta a lámina de agua llovida en el ámbito del proyecto.

Así mismo, se ha analizado los valores de precipitación máxima caída en 24 horas período 1998 – 2012 registradas, es decir, durante quince años, en las estaciones Tarapoto y San Antonio.

A continuación, se presenta la información disponible, descrita líneas arriba.

### Cuadro 1

#### Precipitación total mensual estación San Antonio

**ESTACION: CO SAN ANTONIO**


Latitud : 06° 25'  
Longitud : 76° 25'  
Altura : 430 m.s.n.m.


Departamento : SAN MARTIN  
Provincia : LAMAS  
Distrito : SAN ANTONIO

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL EN (mm.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
2001	133.5	147.7	235.0	417.1	318.7	106.7	231.1	77.8	187.0	232.4	109.1	288.8	2480.9
2002	54.5	182.5	136.5	183.9	135.4	59.1	269.1	36.1	49.8	190.0	144.3	178.8	1619.8
2003	179.9	173.4	358.0	244.8	174.3	178.9	90.1	86.7	120.8	133.7	158.6	321.0	2220.2
2004	78.1	205.5	203.5	92.5	187.0	185.7	187.3	171.1	109.6	252.7	210.0	79.5	1960.5
2005	76.0	354.5	250.5	268.9	91.6	131.4	88.7	19.0	117.1	224.1	221.9	63.6	1907.3
2006	246.7	178.1	191.3	150.1	119.3	189.1	112.8	81.9	110.1	218.3	140.7	89.3	1835.7
2007	185.0	12.5	280.6	373.4	243.7	28.2	138.5	63.3	168.6	153.4	209.4	93.9	1946.5
2008	87.8	197.8	154.6	105.8	117.1	164.3	78.3	75.6	248.9	152.0	114.9	75.2	1572.3
2009	178.7	243.1	189.3	321.2	218.1	157.5	83.3	184.4	158.7	118.7	175.7	160.5	2199.2
2010	99.7	171.0	127.8	289.1	144.1	111.4	45.7	55.8	50.8	140.0	135.3	133.0	1513.7
2011	117.6	72.4	259.1	187.8	214.3	223.8	137.2	85.6	165.0	230.0	380.5	176.7	2220.0
2012	220.8	84.2	266.6	284.7	140.8	82.7	73.4	34.2	89.1	183.0	121.2	254.2	1834.9
2013	222.5	168.9	235.8	152.2	235.2	123.2	94.2	126.2	177.3	103.7	225.0	139.0	2003.2
PROM	144.5	168.6	222.2	234.0	179.8	134.6	125.4	83.7	133.9	179.2	181.3	158.6	1945.7

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 23 abril del 2014



  
 Ing. M.Sc. Pedro Huaman Solis  
 DIRECTOR REGIONAL  
 SENAMHI - SAN MARTIN

Fuente: SENAMHI

### Cuadro 2

#### Precipitación total mensual Estación Tarapoto

**ESTACION: CO "TARAPOTO"**


Latitud : 06° 28'  
Longitud : 76° 22'  
Altura : 356 m.s.n.m.


Departamento : SAN MARTIN  
Provincia : SAN MARTIN  
Distrito : TARAPOTO

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL EN (mm.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1998	83.0	95.0	108.0	152.0	90.0	112.0	40.0	48.0	125.0	137.0	47.3	71.5	1108.8
1999	213.4	163.4	194.9	69.8	220.1	70.5	49.0	43.9	52.7	168.5	119.4	1414.9	
2000	118.3	130.9	93.2	181.7	58.0	55.1	57.7	92.4	177.0	50.2	42.5	139.1	1196.1
2001	81.6	112.9	131.6	357.0	142.7	47.3	140.6	66.0	96.8	121.8	71.3	221.2	1590.8
2002	19.5	100.5	89.5	167.9	52.4	61.3	146.5	24.0	18.9	93.6	102.6	94.6	971.3
2003	169.0	167.1	177.7	131.2	106.2	99.7	36.7	41.0	70.2	155.4	97.7	200.6	1452.5
2004	24.8	154.3	82.9	64.8	137.6	89.3	84.5	104.4	76.4	99.8	119.6	169.4	1207.8
2005	56.2	153.1	145.7	185.5	44.8	118.9	35.2	15.9	77.0	150.5	228.4	21.9	1233.1
2006	151.6	145.7	107.9	151.3	59.7	53.3	144.1	14.8	41.4	144.5	193.0	84.6	1291.9
2007	121.5	34.4	278.9	119.3	138.7	21.8	91.5	104.2	106.0	104.9	211.8	50.1	1383.1
2008	96.8	192.8	155.6	100.7	81.6	103.2	19.0	40.5	103.4	83.5	85.5	49.7	1112.3
2009	154.5	158.8	168.5	244.4	117.1	128.5	53.6	95.7	132.5	99.3	108.0	101.4	1562.3
2010	71.7	156.2	113.7	254.7	103.7	64.7	17.9	70.2	43.9	100.5	207.5	116.2	1320.9
2011	84.4	53.3	270.7	135.2	125.1	179.2	93.3	27.1	68.0	90.4	183.2	164.8	1474.7
2012	193.7	125.1	175.3	298.4	125.1	87.1	59.1	14.3	95.5	137.3	59.3	223.3	1593.5

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD, QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 13 de enero del 2014



  
 Ing. M. Sc. Pedro Huaman Solis  
 DIRECTOR REGIONAL  
 SENAMHI - SAN MARTIN

Fuente: SENAMHI

**Cuadro 3***Precipitación Máxima en 24 horas Estación Tarapoto*

**ESTACION: CO "TARAPOTO"**


Latitud : 06° 28'  
 Longitud : 76° 22'  
 Altura : 356 m.s.n.m.


Departamento : SAN MARTIN  
 Provincia : SAN MARTIN  
 Distrito : TARAPOTO

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS MENSUAL EN (mm.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
1998	26.0	29.0	74.0	72.0	48.0	49.0	10.0	15.0	60.0	37.0	10.6	32.3	74.0
1999	79.3	42.5	32.4	16.9	54.5	17.5	27.9	23.0	11.3	17.3	48.8	23.0	79.3
2000	27.5	34.2	15.6	34.7	30.2	12.6	17.5	52.6	82.5	19.4	24.2	30.3	82.5
2001	16.2	32.0	35.0	75.9	40.3	13.8	40.6	21.3	24.3	60.8	30.0	42.2	75.9
2002	9.3	30.0	14.8	39.8	12.5	43.6	38.3	7.1	5.8	32.3	27.5	20.7	43.6
2003	74.0	37.0	54.6	33.1	37.6	27.5	17.8	18.0	18.0	84.5	40.2	52.2	84.5
2004	15.8	64.2	24.0	26.2	48.1	30.7	25.7	25.6	26.2	33.2	46.2	59.9	64.2
2005	15.9	33.7	48.8	44.0	22.4	26.8	16.3	15.5	26.0	45.0	71.0	9.3	71.0
2006	38.5	44.5	41.5	52.0	39.0	17.3	113.3	7.0	18.5	39.2	74.0	28.0	113.3
2007	37.0	7.5	48.0	21.0	45.4	16.5	60.0	46.2	45.2	37.8	63.5	18.5	63.5
2008	25.6	91.0	27.5	51.0	25.6	24.0	9.3	10.4	38.0	17.4	18.0	15.3	91.0
2009	29.4	49.0	28.0	35.5	35.5	47.0	9.1	25.0	31.5	18.4	25.5	42.0	49.0
2010	32.2	62.4	17.6	72.8	31.5	40.6	6.1	44.5	23.9	27.7	98.4	47.8	98.4
2011	42.4	11.8	63.2	51.9	31.5	65.2	49.2	9.8	21.6	24.6	49.2	35.5	65.2
2012	71.7	35.6	53.1	100.5	40.8	28.8	20.0	8.3	31.2	40.2	15.6	62.4	100.5

**NOTA:** LA PRESENTE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPÓSITO DE LA SOLICITUD. QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Tarapoto, 13 de enero del 2014



  
 Ing. M. Sc. Fajardo Nuamán Solís  
 DIRECTOR REGIONAL  
 SENAMHI - SAN MARTIN

Fuente: SENAMHI

**Cuadro 4***Precipitación Máxima en 24 horas Estación San Antonio*

**ESTACION: CO "SAN ANTONIO"**


Latitud : 06° 25'  
 Longitud : 76° 25'  
 Altura : 430 m.s.n.m.


Departamento : SAN MARTIN  
 Provincia : SAN MARTIN  
 Distrito : SAN ANTONIO

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS MENSUAL EN (mm.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
1998	31.6	30.6	28.0	64.4	43.2	49.8	41.6	31.0	71.6	64.2	51.6	36.6	71.6
1999	42.4	43.6	54.6	21.8	70.6	26.8	30.8	20.0	27.2	27.4	51.2	75.0	75.0
2000	32.0	30.2	35.4	48.2	18.6	32.8	17.0	30.0	60.3	24.2	29.2	40.0	80.3
2001	24.2	48.1	47.0	94.5	90.5	50.5	66.6	29.5	35.5	69.6	33.7	58.8	94.5
2002	14.5	26.5	38.0	30.8	39.8	41.3	93.7	8.5	14.6	61.2	32.0	48.2	93.7
2003	83.6	46.2	80.5	41.0	36.0	37.0	35.0	45.5	27.2	46.5	43.0	60.5	83.6
2004	46.2	73.5	41.0	10.0	57.0	45.4	57.2	48.0	27.0	45.0	48.2	26.2	73.5
2005	16.0	60.0	47.5	45.0	25.2	25.2	39.5	19.0	45.5	50.2	58.0	19.7	60.0
2006	60.2	41.5	45.0	54.2	37.0	56.7	53.7	30.2	30.2	60.7	40.5	45.2	60.7
2007	60.2	5.5	47.8	51.0	49.5	9.5	58.0	32.1	58.5	21.0	49.0	28.5	60.2
2008	31.0	103.5	34.0	40.0	34.0	39.2	33.5	22.2	56.1	43.5	46.5	20.2	103.5
2009	42.3	55.6	31.7	75.0	64.5	42.0	17.8	69.0	35.0	18.0	45.2	89.2	89.2
2010	55.2	68.1	15.6	76.0	43.6	28.0	15.8	26.0	16.0	52.7	51.1	42.4	76.0
2011	39.0	17.0	49.0	42.2	64.4	81.2	84.4	27.4	39.2	62.7	90.5	70.8	90.5
2012	57.3	14.9	66.7	34.5	35.0	19.0	23.2	22.0	20.7	34.4	40.4	79.0	79.0

**NOTA:** LA PRESENTE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPÓSITO DE LA SOLICITUD. QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Tarapoto, 13 de enero del 2014



  
 Ing. M. Sc. Fajardo Nuamán Solís  
 DIRECTOR REGIONAL  
 SENAMHI - SAN MARTIN

Fuente: SENAMHI



### 3.2.3. Información hidrométrica disponible

La cuenca del río Cumbaza, no dispone de información hidrométrica registrada en estaciones de control en el lugar o en las inmediaciones del punto de interés, sin embargo, si cuenta con la Estación HLG-CUMBAZA operada y administrada por el SENAMHI, instalada aguas arriba del puente Morales, por lo que a partir de esta información registrada, se tiene que generar los caudales a nivel del punto de interés de manera indirecta, aplicando el método que corresponda.

De la información registrada, se ha seleccionado la información que corresponde a los caudales máximos instantáneos durante el período comprendido entre el año 2001 y el año 2013.

En el Cuadro 5, se presenta la información de caudales máximos instantáneos registrados en la Estación HLG-CUMBAZA.


#### Cuadro 5


##### Caudales máximos instantáneos Estación HLG – Cumbaza

ESTACION: HLG CUMBAZA													
Latitud	: 06° 26'			Departamento	: SAN MARTIN								
Longitud	: 76° 23'			Provincia	: SAN MARTIN								
Altura	: 285 m.s.n.m.			Distrito	: MORALES								
CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (m3/seg.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
2001	34.758	95.588	89.929	678.819	952.247	114.822	43.940	33.834	34.906	38.298	183.012	162.197	205.196
2002	83.250	34.889	73.962	41.618	154.787	53.367	96.780	23.817	55.044	57.593	46.970	50.926	64.417
2003	210.700	185.665	33.952	37.789	80.621	62.951	39.407	75.249	24.707	20.755	31.035	211.740	84.548
2004	5.699	46.769	19.734	42.787	100.435	12.983	23.232	58.039	12.163	41.339	44.757	21.101	35.753
2005	39.885	69.839	124.972	77.347	57.440	64.550	91.677	3.856	45.314	93.961	141.290	3.006	67.761
2006	137.093	65.506	123.562	55.384	15.158	52.498	221.990	56.665	19.758	145.416	185.523	52.498	94.254
2007	113.217	6.442	116.254	78.808	177.676	8.337	57.828	26.866	76.565	18.398	85.732	88.104	71.186
2008	61.160	255.459	170.551	105.216	28.916	107.529	12.617	17.819	57.287	53.660	32.977	38.807	78.500
2009	88.273	88.273	75.078	228.594	224.926	75.078	55.459	75.078	151.737	29.575	86.000	40.339	101.534
2010	29.627	82.778	20.507	287.391	47.071	23.071	59.022	5.013	2.733	43.386	97.460	115.805	67.822
2011	38.989	36.463	71.155	25.994	38.993	156.000	85.469	20.510	68.260	56.421	360.773	164.816	93.654
2012	338.113	46.359	462.915	217.359	176.090	64.097	23.798	8.411	54.486	169.052	16.285	273.394	154.197
2013	326.529	82.815	123.959	55.934	219.135	98.267	34.415	133.193	152.666	71.419	179.885	70.070	129.024
PROM	115.946	84.373	115.887	148.695	174.884	68.735	65.049	41.412	58.125	64.559	114.746	99.446	95.988

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 23 abril del 2014



  
 Ing. M.Sc. Felipe Huaman Solís  
 DIRECTOR REGIONAL  
 SENAMHI - SAN MARTIN

Fuente: SENAMHI



### **3.2.4. Versión de los pobladores**

Según versión de los pobladores asentados en la margen izquierda y derecha del río y a inmediaciones de donde se ubica el emplazamiento del puente (sección de interés), los niveles de agua en el río varían sensiblemente a lo largo del año tanto a nivel diario, semanal así como mensual y según sea la época de lluvias o de estiaje.

La variación de los niveles de agua, tienen relación directa con la presencia de precipitaciones caídas en la cabecera o nacientes de la cuenca que se ubica en la cordillera del Cerro Escalera.

Esta información ha sido tomada como referencia para conjuntamente con la verificación de campo ubicar en el terreno las trazas o el nivel dejado por las aguas máximas, información que será empleada en la determinación del caudal máximo instantáneo aplicando el Método Hidráulico en la sección de ubicación del puente vehicular.

Según versión de los pobladores en el lugar donde actualmente se ha ubicado la sección de emplazamiento del puente vehicular, en lo que respecta a la margen derecha, esta no se inunda en época de máximas avenidas, pero si sucede por la margen izquierda, que queda sumergida una franja de terreno ribereña incluyendo el camino vecinal existente entre la zona agrícola con cultivos de plátano y el borde del río Cumbaza, alcanzando niveles de hasta 0.70m por encima del nivel natural del terreno.

## **3.3. Estudio Hidrológico**

### **3.3.1. Características principales de la cuenca**

Las características principales de la cuenca del río Cumbaza, están referidas a:

#### **3.3.1.1. Topografía**

La topografía del relieve de la cuenca está caracterizada de acuerdo a las áreas ubicadas en las partes sea esta alta, media y baja, siendo en las dos primeras ondulada y ligeramente plana en la parte baja pudiéndose apreciar pequeñas lomadas o colinas de muy baja altura dentro del valle, así mismo a ambos márgenes del río se pueden apreciar cerros que sobre pasan los 1,800 y 600 m.s.n.m. y que constituyen la delimitación perimétrica del ámbito de influencia de la cuenca.

La topografía de la cuenca, es representativa y condiciona el escurrimiento del agua durante la caída de precipitaciones especialmente en las partes alta y media.

En lo que respecta a la sección de emplazamiento del Puente Vehicular Cumbaza, esta se ubica en el extremo final de la parte baja de la cuenca a escasos 2.50 km aguas arriba de la desembocadura en el río Mayo.

### **3.3.1.2. Cubierta Vegetal**

La cubierta vegetal de la cuenca, está conformada por bosque alto en sus nacientes o partes altas y a medida que se aproxima hacia la parte media y baja, el bosque se torna de menor altura, pues viene siendo aprovechado para la extracción de madera y desarrollo de otros cultivos. Según la clasificación del Diagrama Bioclimático para la clasificación de zonas de vida en el mundo (elaborado por: L. R. Holdridge), el área de la cuenca pertenece al Bosque Seco Sub Tropical.

En la parte baja de la cuenca, la cubierta vegetal natural está constituida por purmas de mediana altura, que vienen siendo eliminadas para dar paso al desarrollo de cultivos en limpio (arroz bajo riego, cacao, maíz, plátano, papaya, pastizales y productos de pan llevar), así como también el desarrollo de ganadería vacuna.

### **3.3.1.3. Hidrografía**

**El río Cumbaza**, es un afluente importante por la margen izquierda del río Mayo y su sistema hidrográfico, se caracteriza por una red conformada por la margen izquierda por el río Cachiyacu, Shilcayo, Ahuashiyacu y Pucayacu, por la margen derecha recibe las aguas de la quebrada Shupishiña, así como otros cursos de agua menores, tal como se puede apreciar en el Plano de Cuenca del río Cumbaza que se presenta en el Anexo.

El curso principal en sus nacientes, se encuentra a una altitud aproximada de 2,200 msnm, en el lugar donde se emplazará el puente vehicular a una altitud aproximada de 201.00 msnm y en la confluencia con el río Mayo es de 200.00 msnm.

En el **Plano C**, se puede observar la configuración hidrográfica de la cuenca del río Cumbaza.

Sin embargo, se va a estudiar y caracterizar la cuenca colectora que comprende el área desde las nacientes del río Cumbaza hasta el lugar de ubicación de la Estación Hidrométrica HLG CUMBAZA', ya que hasta este punto se encuentran cuantificados los caudales máximos instantáneos que han ocurrido en el río. Luego desde este punto, se proyectarán los caudales máximos hasta el punto de emplazamiento del puente vehicular proyectado.

#### **3.3.1.4. Descripción general de la Cuenca colectora.**

La cuenca colectora, está determinada solo por una parte de toda la cuenca del río Cumbaza, es decir, comprende desde sus nacientes hasta el punto de aforo, donde se ubica la Estación HLG – Cumbaza, donde se registran los caudales que ocurren o se presentan en el río Cumbaza.

#### **3.3.1.5. Principales parámetros hidrofisiográficos de la cuenca colectora Cumbaza, hasta la estación HLG Cumbaza**

Los parámetros hidrofisiográficos identificados en la cuenca colectora (área, perímetro, factor de forma, índice de Gravelius, pendiente de la cuenca y del cauce principal así como densidad de drenaje) fueron identificados utilizando información de la Carta Nacional de la zona del proyecto obtenidos de la imagen satelital, para finalmente obtener el relieve representado por las curvas de nivel.

#### **3.3.1.6. Área de la Cuenca colectora**

A nivel de Cuenca Colectora (comprendida hasta el punto donde se encuentra instalada la Estación HLG – CUMBAZA, en el río del mismo nombre) tiene un área de 181.220 km<sup>2</sup> y un perímetro de 71.120 km, los cuales la clasifican como una cuenca colectora mediana.

El área de influencia de la cuenca colectora del río Cumbaza, ha sido determinada en función a la delimitación realizada sobre la Carta Nacional a escala 1/100,000, tal como se puede apreciar en el **Plano C**.

#### **3.3.1.7. Perímetro de la Cuenca colectora.**

El ámbito de influencia de la Cuenca colectora del río Cumbaza, presenta un perímetro de **71.120** Km.

#### **3.3.1.8. Longitud del Cauce en la cuenca colectora**

El curso del cauce principal del río Cumbaza, presenta una longitud aproximada (desde sus nacientes hasta el punto de aforo o Estación HLG Cumbaza), de **35.63 kilómetros** y presenta una disposición en planta con presencia de meandros de corta longitud, característica propia de los ríos de ceja de selva.

### 3.3.1.9. Factor de Forma de la cuenca colectora

Este parámetro representa la relación entre el ancho medio de la cuenca (**A<sub>mc</sub>**) y longitud del curso de agua más largo o curso principal de la cuenca colectora (**L**). El ancho medio de la cuenca se obtiene dividiendo el área de la misma entre la longitud del curso de agua más largo.

Lo descrito líneas arriba se puede presentar en la siguiente fórmula:

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

Donde:

$F_f$  = Factor de Forma.

$A$  = Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>).

$L$  = Longitud del cauce principal (Km)

Reemplazando valores:

$$F_f = \frac{181.22}{(35.62)^2}$$

$$F_f = 0.143$$

Es preciso indicar que, una cuenca con factor de forma bajo, está sujeta a menos crecientes que otra del mismo tamaño pero con Factor de Forma mayor. Es a dimensional, al igual que el índice de compacidad.

**El Factor de Forma** para la cuenca del río Cumbaza es de **0.143**, el cual nos indica que la oportunidad de la presencia de crecientes violentas es ligeramente alta.

### 3.3.1.10. Índice de Compacidad

Representa la relación entre el perímetro de la cuenca y el área de la misma.

$$K_c = \frac{0.282P}{\sqrt{A}}$$

Dónde:

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

**P** : Perímetro de la cuenca colectora en Km.

$$K_c = \frac{0.282 \times 71.12}{\sqrt{181.22}}$$

$$K_c = 1.479$$

El índice de compacidad de la cuenca del río Cumbaza es de **1.479**, lo que evidencia que tiene una forma ligeramente alargada. Este parámetro, nos demuestra que la respuesta de la transformación de precipitaciones en escorrentía es ligeramente alta.

### 3.3.1.11. Rectángulo equivalente de la cuenca colectora.

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica de la cuenca en un rectángulo de igual perímetro, convirtiendo las curvas de nivel en rectas paralelas al lado menor, siendo éstos la primera y la última curva de nivel. La Cuenca Colectora Cumbaza se representa como un rectángulo de 29.350 Km de lado mayor y 6.165 Km de lado menor.

### 3.3.1.12. Pendiente media del cauce principal colector.

El agua superficial concentrada en los lechos fluviales, escurre con una velocidad que depende directamente del declive de éstos, así, a mayor declividad habrá mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente media del río, es un parámetro empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos, que generalmente lo constituye la naciente y su desembocadura en otro río.

La fórmula para su cálculo, es la siguiente:

$$S = \frac{\text{Cota naciente} - \text{Cota desembocadura}}{\text{Longitud de cauce principal}}$$

Siendo:

S = pendiente media del cauce principal colector.

L = Longitud del cauce principal colector en m = 35,630 m

Cota en nacientes = 2,200.00 msnm.

Cota Estación de aforo = 285.00 msnm.

Reemplazando valores, se tiene:

$$S = \frac{2;200.00 - 285.00}{35,630.00} \rightarrow S = 0.054$$

Según el plano topográfico de la Carta Nacional, el perfil longitudinal del cauce del río Cumbaza, presenta variaciones en cada tramo a lo largo de todo su recorrido, el cual tiene una declividad la pendiente promedio del cauce es de 0.054, es decir, 5.40% influyendo en la capacidad de erosión de márgenes, socavación del lecho y transporte de sedimentos tanto grueso de arrastre, como fino en suspensión hasta el punto de aforo.

### **3.3.1.13. Red de drenaje y orden de las corrientes**

La red de drenaje es un sistema de cauces por el cual fluyen los escurrimientos superficiales, sub superficial y subterráneos, de manera temporal o permanente. El orden de corrientes es una clasificación que refleje el grado de ramificación dentro de una cuenca, asignando el orden uno a las más pequeñas o las que no tienen ramificaciones, orden dos a las que solo tienen ramificaciones de primer orden, orden tres a los que tienen ramificaciones de orden dos o menores, etc. El análisis de la cuenca indica que la red de drenaje adopta la forma dendrítica, donde las corrientes de primer orden son las que predominan en la cuenca tanto en longitud como en número de corrientes, seguido de las de segundo orden y tercer orden.

### **3.3.1.14. Densidad de drenaje en la cuenca colectora**

Teniendo presente que la longitud total de los cauces dentro de la Cuenca Colectora Cumbaza es de 112.50 km y el área total de drenaje de 181.22 km<sup>2</sup>, se estimó que la Dd es igual a 0.619 Km/Km<sup>2</sup>.

A continuación, en el Cuadro N° 6, se presenta una hoja resumen de los valores de los diferentes parámetros de la cuenca colectora Cumbaza.

### **3.3.1.15. Resumen parámetros geomorfológicos de la cuenca colectora del río Cumbaza.**

A continuación, se presenta el Cuadro resumen de cálculos de los diferentes parámetros geomorfológicos más representativos de la cuenca colectora del río Cumbaza.

### Cuadro 6

Parámetros geomorfológicos cuenca colectora ubicación HLG-Cumbaza

Estudio Hidrológico e Hidráulico para el Dimensionamiento del Puente Vehicular Juan Guerra sobre el río Cumbaza							
PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS CUENCA COLECTORA CUMBAZA							
LUGAR		DISTRITO		PROVINCIA			
MORALES - TARAPOTO - LA BANDA DE SHILCAYO		MORALES, TARAPOTO Y LA BANDA DE SHILCAYO		SAN MARTIN			
CUENCA COLECTORA RIO CUMBAZA (Hasta Estación HLG-Cumbaza)							
PARAMETROS			UNIDAD	NOMENCLATURA	VALORES		
Superficie total de la cuenca			Km <sup>2</sup>	At	181.220		
Perímetro			Km	P	71.120		
RELACIONES DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad			$Kc = 0.28 P/[(At)^{1/2}]$	1.479	
		FACTOR DE FORMA	Longitud de cauce Principal		Km	Lb	35.630
			Ancho medio		Km	$Am = At/Lb$	5.086
			Factor de Forma			$Ff = At/Lb^2$	0.143
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km	$L = \frac{K \sqrt{A}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K} \right)^2} \right]$	29.395	
			Lado Menor	Km	$L = \frac{K \sqrt{A}}{1.12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K} \right)^2} \right]$	6.165	
SISTEMA DE DRENAJE	ORDEN DE DRENAJE	LONGITUD TOTAL		Km	Orden 1	66.150	
				Km	Orden 2	18.180	
				Km	Orden 3	27.820	
				Km	Orden 4	0.000	
	NUMERO DE CAUCES PARA CADA ORDEN DE DRENAJE			Orden 1	28.000		
				Orden 2	11.000		
				Orden 3	17.000		
				Orden 4	0.000		
	Longitud total de los ríos de diferente orden		Km	Lt	112.150		
	Número de ríos según su orden			Rn	56.000		
	Longitud de cauces principales		Km	Lr	112.150		
Densidad de drenaje		Km/Km <sup>2</sup>	Dd = Lt/At	0.619			
Relación de Bifurcación			Rb = Rn/(Rn+1)	0.982			
Extensión media para cada orden		Km	Es = At / (4 Lt)	0.404			
Frecuencia de los Ríos		r/Km <sup>2</sup>	Fr = Rn / At	0.309			
Altura mínima de la cuenca		m.s.n.m.	Ht	285.000			
Altura máxima de la cuenca		m.s.n.m.	Hm	2200.000			
Pendiente del cauce principal		m/m	S	0.054			
Pendiente de la cuenca		%	$Ip = (100*)(Hm - Ht)/L$	6.515			

#### 3.3.1.16. Tiempo de Concentración del río Cumbaza en el punto de aforo Estación HLG Cumbaza

Se considera así, al tiempo que transcurre desde que una gota de agua cae en el punto más alejado (Cerro Escalera) de la cuenca colectora, que generalmente es la naciente, hasta que llega a la sección o punto de aforo, en este caso, la Estación HLG Cumbaza.

El Tiempo de concentración, se ha calculado utilizando la fórmula empírica de Kirpich, que es la siguiente:

$$T_c = 0.0195 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

$T_c$  = Tiempo de concentración en minutos.

$L$  = longitud máxima de recorrido en m.

$L = 35,630$  m. (longitud del cauce desde la naciente hasta la sección de aforo).

$H$  = Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal colector en m. (desde la naciente hasta la sección de aforo).

$$H = 2,200.00 - 285.00 = 1,915.00 \text{ m.}$$

Reemplazando valores, se tiene:

$$T_c = 192.20 \text{ min.} = 3.20 \text{ hr.}$$

$$\underline{T_c = 3.20 \text{ hr.}}$$

Este valor de  $T_c$ , nos indica que la respuesta de la cuenca colectora ante la caída de intensas precipitaciones, tiene una respuesta rápida en la transformación del agua de lluvia en escurrimiento, presentándose descargas violentas que hay que tener en consideración.

### 3.3.1.17. Tiempo de Concentración del río Cumbaza en la sección del puente vehicular

Al igual que en el caso anterior, se considera así, al tiempo que transcurre desde que una gota de agua cae en el punto más alejado de la cuenca colectora, que generalmente es la naciente, hasta que llega a la sección de interés, en este caso, el lugar de emplazamiento del puente vehicular.

El Tiempo de concentración, se ha calculado utilizando la fórmula empírica de Kirpich, que es la siguiente:

$$T_c = 0.0195 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde:

$T_c$  = Tiempo de concentración en minutos.



$L$  = longitud máxima de recorrido en m.

$L = 52,250$  m. (longitud del cauce desde la naciente hasta la sección donde se emplazará el puente colgante).

$H$  = Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal en m. (desde la naciente hasta la sección donde se emplazará el puente colgante peatonal).

$$H = 2,200 - 201.00 = 1,999.00 \text{ m.}$$

Reemplazando valores, se tiene:

$$T_c = 294.18 \text{ min.} = 4.90 \text{ hr.}$$

$$\underline{T_c = 4.90 \text{ hr.}}$$

Este valor de  $T_c$ , será considerado en el cálculo del escurrimiento, el mismo que nos permitirá el cálculo de caudales para diferentes períodos de retorno.

### 3.3.2. Determinación del caudal de diseño

#### 3.3.2.1. Hidrología del área del Proyecto

En el ámbito de influencia de la cuenca donde se ubica el proyecto, la hidrología se caracteriza por presentar dos épocas hidrológicas bien definidas a lo largo del año, una de ellas referida a la época de invierno, con marcada presencia de lluvias continuas que generalmente se presentan durante el período comprendido entre los meses de Octubre a Mayo. La otra época de menor ocurrencia de precipitaciones, generalmente ocurre entre los meses de Junio a Setiembre.

Según la información registrada en la Estación CO San Antonio ubicada en la parte central de la cuenca, la lámina promedio anual de agua llovida en el área del proyecto es de 1,945.70 mm, con máximas anuales que van hasta los 2,460.90 mm y mínimas de 1,513.70 mm (período 2001 – 2013) y la lámina de precipitación máxima caída en 24 horas alcanza los 103.50 mm, registrada durante el período 1998 – 2012 en la misma Estación.

Así mismo, según la información registrada en la Estación CO Tarapoto ubicada en la ciudad de Tarapoto, la lámina promedio anual de agua llovida en el área del proyecto es de 1,327.60 mm, con

máximas anuales que van que van hasta los 1,590.80 mm y mínimas de 971.30 mm (período 1998 – 2012) y la lámina de precipitación máxima caída en 24 horas alcanza los 113.30 mm, registrada durante el período 1998 – 2012 en la misma Estación.

Por otro lado, el proceso de ocupación de tierras ubicadas en la parte alta, media y con mayor intensidad en la parte baja de la cuenca del río Cumbaza, así como de sus quebradas tributarias vienen originando serios cambios en la reducción del tiempo de concentración ( $T_c$ ) tanto del cauce principal, así como, de los cursos de agua tributarios de la cuenca, así mismo la eliminación paulatina de la cobertura vegetal de las áreas que se vienen incorporando tanto a la ganadería así como a la agricultura de secano, viene aumentando el valor del coeficiente de escorrentía ( $C$ ).

Como resultado de la hidrología estudiada en el ámbito del proyecto, se puede afirmar que en la época de invierno o húmeda, la lámina de agua de lluvia, supera ampliamente la lámina de evaporación diaria y además que, ante el proceso de deforestación iniciado en las diferentes partes de la cuenca del río Cumbaza, hace posible que el comportamiento de los regímenes de escorrentía hayan variado de manera significativa en los últimos años debido a que gran parte ( más del 50 % ) de la precipitación caída se transforma en escorrentía, favoreciendo la ocurrencia de descargas violentas que superan a las normales presentadas años atrás, ocasionando inundaciones en la parte baja. Esta variación brusca de caudales viene originando una modificación del comportamiento hidráulico del río Cumbaza, específicamente en las partes media y baja de la cuenca, así como en las proximidades de las áreas agrícolas ubicadas en la margen derecha del río.

Por otro lado, dentro de los cálculos hidrológicos efectuados, a parte del estudio de caudales máximos estudiados por métodos estadísticos, se ha estimado el caudal máximo instantáneo ocurrido en el río Cumbaza en la sección de interés en la cual se ha proyectado el emplazamiento del puente vehicular, para lo cual ha sido necesario caracterizar el cauce del río mediante el estudio topográfico y la sección hidráulica de interés, la cual nos ha permitido realizar una estimación del caudal, teniendo como referencia las marcas o trazas dejadas por los eventos extraordinarios ocurridos y que han sido corroborados por versión de los pobladores vecinos del lugar de emplazamiento del puente vehicular.

### **3.3.2.2. Aspectos generales para la determinación de caudales máximos.**

Para el diseño de obras de arte viales (puentes vehiculares, puentes peatonales) emplazados en los cauces de los ríos, lo que interesa en realidad es la determinación del escurrimiento máximo en el sector elegido, en un momento dado.

El dimensionamiento hidráulico de los puentes, depende principalmente de la magnitud de las avenidas y la frecuencia con que éstas se repiten en el lugar del río donde se va a proyectar la obra, con la finalidad de poder determinar los coeficientes de seguridad que se dará a la obra o los años de vida probable de dicha estructura. Pero esto, puede significar grandes dimensiones de la misma y lógicamente, hay un límite después del cual, los gastos ya no compensan los riesgos que se pretende cubrir.

Entonces en la práctica ingenieril, no se busca una protección absoluta de la estructura del puente, sino la defensa contra una avenida de características definidas o de una determinada probabilidad de ocurrencia.

Existen varios métodos para el análisis y determinación de la avenida de diseño, entre los que se cuentan, los métodos estadísticos, el método hidráulico y los métodos hidrometeorológicos. En el presente estudio se han aplicado los dos primeros métodos.

### **3.3.2.3. Métodos Estadísticos.**

Estos métodos, están basados en el uso de los datos disponibles (información hidrométrica) de una estación de aforo de agua determinada para calcular el caudal máximo que puede tener lugar en dicha estación, para un período de retorno dado.

Los datos que se utilizan, son los máximos caudales registrados cada año en la estación hidrométrica ubicada más próxima al punto de interés, con los que se conformará una serie más o menos larga de caudales máximos anuales. El máximo caudal anual se considera como una variable aleatoria continua e ilimitada de la que puede estudiarse su distribución mediante la Ley Teórica de Gumbell Tipo I y Log Pearson Tipo III que son las más empleadas en estos casos y que está en relación directa al registro histórico.

### **3.3.2.4. Estudio de avenidas máximas aplicando el Método de Gumbell Tipo I**

Este método utiliza los registros de aforo de una serie de caudales, en este caso de un registro de 156 datos de caudales máximos mensuales, se ha seleccionado el valor mayor de cada año que corresponde al valor representativo y esta serie de 13 datos, ha sido procesada desde el punto de vista estadístico.


En el Cuadro N° 7, se presenta el registro histórico de la serie de caudales máximos instantáneos registrados en la Estación HLG Cumbaza ubicada en el Sector Metovado.


**Cuadro 7***Caudales máximos instantáneos (m<sup>3</sup>/seg) Estación HLG – Cumbaza*

ESTACION: HLG CUMBAZA													
Latitud : 06° 26'												Departamento : SAN MARTIN	
Longitud : 76° 23'												Provincia : SAN MARTIN	
Altura : 285 m.s.n.m.												Distrito : MORALES	
CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (m <sup>3</sup> /seg.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
2001	34.758	95.588	89.929	678.819	952.247	114.822	43.940	33.834	34.906	38.298	183.012	162.197	205.196
2002	83.250	34.889	73.962	41.618	154.787	53.367	96.780	23.817	55.044	57.593	46.970	50.926	64.417
2003	210.700	185.665	33.952	37.789	80.621	62.951	39.407	75.249	24.707	20.755	31.035	211.740	84.548
2004	5.699	46.769	19.734	42.787	100.435	12.983	23.232	58.039	12.163	41.339	44.757	21.101	35.753
2005	39.885	69.839	124.972	77.347	57.440	64.550	91.677	3.856	45.314	93.861	141.290	3.006	67.761
2006	137.093	65.506	123.562	55.384	15.158	52.498	221.990	56.685	19.758	145.416	185.523	52.498	94.254
2007	113.217	6.442	116.254	78.808	177.676	8.337	57.828	26.866	76.565	18.398	85.732	88.104	71.186
2008	61.160	255.459	170.551	105.216	28.916	107.529	12.617	17.819	57.287	53.660	32.977	38.807	78.500
2009	88.273	88.273	75.078	228.594	224.926	75.078	55.459	75.078	151.737	29.575	86.000	40.339	101.534
2010	29.627	82.778	20.507	287.391	47.071	23.071	59.022	5.013	2.733	43.386	97.460	115.805	67.822
2011	38.989	36.463	71.155	25.994	38.993	156.000	85.469	20.510	68.260	56.421	360.773	164.816	93.654
2012	338.113	46.359	462.915	217.359	176.090	64.097	23.798	8.411	54.486	169.052	16.285	273.394	154.197
2013	326.529	82.815	123.959	55.934	219.135	98.267	34.415	133.193	152.668	71.419	179.885	70.070	129.024
PROM	115.946	84.373	115.887	148.695	174.884	68.735	65.049	41.412	58.125	64.559	114.746	99.446	95.988

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 23 abril del 2014



  
 Ing. M.Sc. Felipe Huaman Solís  
 DIRECTOR REGIONAL  
 SENAMHI - SAN MARTIN

Del Cuadro 7, se han seleccionado los trece (13) datos que corresponden al máximo caudal anual los cuales serán utilizados para aplicar el método de Gumbell Tipo I, habiéndose obtenido, los siguientes resultados que se muestran en el Cuadro 8.

**Cuadro 8***Caudales máximos (m<sup>3</sup>/seg) Estación HLG – Río Cumbaza*

CAUDALES MAXIMOS (m <sup>3</sup> /seg) Estación HLG – Río Cumbaza	
AÑO	CAUDAL MÁXIMO (m <sup>3</sup> /s)
2001	952.247
2002	154.787
2003	211.74
2004	100.435
2005	141.29
2006	221.99
2007	177.676
2008	255.459
2009	228.594
2010	287.391
2011	360.773
2012	462.915
2013	326.529

Aplicando el Método de Gumbell Tipo I, se llegó a determinar los caudales máximos instantáneos en el río Cumbaza (Estación HLG – Cumbaza) para diferentes períodos de retorno. Los valor de  $Q_{max}$ , se presentan en el siguiente Cuadro 9.

### **Cuadro 9**

*Caudales máximos instantáneos (m<sup>3</sup>/s) Rio Cumbaza para diferentes periodos de retorno (Método Gumbell Tipo I)*

<b>Caudales máximos instantáneos (m<sup>3</sup>/s) Rio Cumbaza para diferentes periodos de retorno (Método Gumbell Tipo I)</b>	
<b>Estación: HLG-Rio Cumbaza Sector Metovado</b>	
<b>Periodo de Retorno</b>	<b>CAUDAL MAXIMO (m<sup>3</sup>/s)</b>
2	267.68
5	517.26
10	682.5
25	891.29
50	1046.18
100	1199.18
150	1289.58
200	1353.11
250	1402.36
300	1442.58
350	1476.57
400	1506.02
500	1555.21

### **3.3.2.5. Estudio de avenidas máximas aplicando el Método de Log Pearson Tipo III**

Aplicando el Método de Log Pearson Tipo III, se llegó a determinar los caudales máximos instantáneos en el río Cumbaza (Estación HLG – Cumbaza) para diferentes períodos de retorno. Los valor de  $Q_{max}$ , se presentan en el Cuadro 10.

**Cuadro 10**

*Caudales máximos instantáneos (m<sup>3</sup>/s) Rio Cumbaza para diferentes periodos de retorno (Método Log Pearson Tipo III)*

Caudales máximos instantáneos (m <sup>3</sup> /s) Rio Cumbaza para diferentes periodos de retorno (Método Log Pearson Tipo III)	
Estación: HLG-Rio Cumbaza Sector Metovado	
Periodo de Retorno	CAUDAL MAXIMO (m <sup>3</sup> /s)
2	200.89
5	428.15
10	581.84
20	739.93
25	829.96
50	1010.00
100	1100.03
200	1255.92
500	1532.57

Haciendo un breve análisis, se aprecia que a partir de los 100 años, los valores de  $Q_{\max}$  calculados por el método de Log Pearson Tipo III, se alejan de manera considerable de los valores extremos de Gumbell Tipo I. En tal sentido, los valores a ser utilizados en el cálculo del caudal de diseño, serán los calculados por el Método de Gumbell Tipo I.

**3.3.2.6. Cálculo del factor de cuenca**

El Factor de cuenca  $F_c$ , es un parámetro que nos permite estimar caudales en función al área de la cuenca. Este método es de mucha utilidad cuando se necesita calcular caudales aguas abajo de una estación de aforo dentro de una cuenca y consiste en relacionar el área colectora de la cuenca hasta el punto de aforo y el área total de la cuenca o hasta el punto de interés.

En este caso el factor de cuenca queda representado por la siguiente expresión:

$$F_c = \frac{A_t}{A_c}$$

Dónde:

$F_c$  = Factor de cuenca, adimensional.

$A_c$  = Área colectora, hasta el punto de aforo en Km<sup>2</sup>.

$A_t$  = Área Total de la cuenca hasta el punto de interés o ubicación del puente vehicular en  $\text{Km}^2$

Según los cálculos efectuados dentro del estudio de la cuenca del río Cumbaza se tiene que, el valor de  $A_c$  es de 181.22  $\text{km}^2$  y el valor de  $A_t$  es de 385.90  $\text{Km}^2$ .

Por lo tanto el valor de  $F_c$ , es de:

$$F_c = \frac{385.90}{181.22}$$

$$F_c = 2.13$$

Este valor del factor de cuenca se corrige en función a la distribución del área de la cuenca, ya que la mayor parte del área de la cuenca comprendida entre el punto de aforo y el punto de interés o de emplazamiento del puente vehicular corresponde a la parte media y baja de la cuenca del río Cumbaza, donde la magnitud de las precipitaciones es menor a la que ocurre en la parte alta donde el Área es de 181.22  $\text{Km}^2$ . Por lo tanto el factor de corrección, corresponde a un valor del 60%, es decir 0.60. Por otro lado, si se tiene en consideración la relación de precipitación media anual registrada en las Estaciones CO San Antonio y CO Tarapoto, la relación es de 0.68, por lo tanto el factor de cuenca asumido resulta válido.

Luego:

$$F_c = (2.13) \times (0.60) = 1.28$$

$$\underline{F_c = 1.28}$$

### **3.3.2.7. Caudales máximos en el lugar de emplazamiento del puente vehicular.**

La estimación de caudales máximos en el lugar de emplazamiento del puente vehicular, se ha realizado aplicando el método del Factor de cuenca ( $F_c$ ), para lo cual los caudales máximos determinados mediante la aplicación del método de Gumbell Tipo I, han sido multiplicados por el factor  $F_c$ .

Los caudales máximos para diferentes períodos de retorno, se presentan en el Cuadro 11.

**Cuadro 11**

*Caudales máximos (m<sup>3</sup>/seg) en el río Cumbaza en lugar de emplazamiento del puente vehicular Juan Guerra*

<b>CAUDALES MÁXIMOS (m<sup>3</sup>/seg) EN EL RÍO CUMBAZA EN LUGAR DE EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE VEHICULAR JUAN GUERRA</b>			
<b>PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)</b>	<b>CAUDAL MÁXIMO ESTACIÓN HLG – CUMBAZA (m<sup>3</sup>/seg)</b>	<b>FACTOR DE CUENCA (Fc)</b>	<b>CAUDAL MÁXIMO (m<sup>3</sup>/seg)</b>
2	267.68	1.28	342.63
5	517.26	1.28	662.09
10	682.5	1.28	873.60
25	891.29	1.28	1140.85
50	1046.18	1.28	1339.11
100	1199.18	1.28	1534.95
150	1289.58	1.28	1650.66
200	1353.11	1.28	1731.98
250	1402.36	1.28	1795.02
300	1442.58	1.28	1846.50
350	1476.57	1.28	1890.01
400	1506.02	1.28	1927.71
500	1555.21	1.28	1990.67

**3.3.2.8. Cálculo del caudal máximo instantáneo en la sección del puente, aplicando el Método Hidráulico o Directo.**

Este método, ha sido aplicado para obtener un resultado que nos permita contrastar el valor del caudal de diseño obtenido mediante la aplicación del método de Gumbell Tipo I, que emplea registros de aforo.

Para estimar el caudal máximo utilizando el método hidráulico o directo, ha sido necesario conocer ciertos parámetros del río Cumbaza en la sección de interés o sección de emplazamiento del puente, los mismos que se han obtenido directamente en el campo, (traza o nivel dejada por las aguas máximas y que ha sido corroborada por los pobladores vecinos del lugar, así como disponer de la información topográfica reflejada en el Plano Topográfico de detalle a curvas de nivel así como de la sección transversal del cauce del río ( tal como se presenta en el PLANO T del Anexo) y luego se determinaron los siguiente parámetros :

**3.3.2.8.1. Área Hidráulica máxima en la sección del puente.**

Es el área en m<sup>2</sup> que corresponde al nivel máximo (201.23 msnm) alcanzado por las aguas en la sección de ubicación del puente en época de avenidas.



$$\underline{A = 827.50 \text{ m}^2.}$$

El área hidráulica de máxima avenida se presenta en la Sección Transversal de emplazamiento del puente el PLANO T del Anexo.

### 3.3.2.8.2. Rugosidad del cauce en la sección del puente.

Es valor de la rugosidad de Manning, que se ha obtenido levantando la información de campo y desarrollando el Método de Cowan, el cual relaciona la sinuosidad del cauce, la pendiente, el tipo de material, la cobertura vegetal así como las obstrucciones que pudieran presentarse en el cauce.

El valor de “n”, se ha obtenido en base a los siguientes cálculos:

**Tabla 2**

*Coefficiente de Rugosidad*

CONDICION DEL CAUCE	SIMBOLO	VALOR DETERMINADO EN CAMPO
Material : Grava fina y arena	n0	0.02
Irregularidad: menor	n1	0.005
Variación de la sección Transversal: Ocasionalmente alternante	n2	0.005
Efecto relativo de obstrucciones: Despreciable.	n3	0.000
Vegetación: Baja.	n4	0.005
Presencia de meandros: Entre Menor y Apreciable	n5	1.1

Desarrollando el método se tiene:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) n_5$$

Reemplazando valores, se tiene:

$$\underline{n = 0.039}$$

### 3.3.2.8.3. Pendiente del cauce en la sección del puente.

Corresponde a la pendiente del río Cumbaza, calculada en el ámbito de la sección de interés, en un tramo de 388.28 metros de longitud en el cual se ubica la sección de emplazamiento del puente.

Según el levantamiento topográfico, la pendiente es baja (ver Perfil Longitudinal en PLANO T-PL del Anexo), ésta ha sido calculada teniendo en consideración la diferencia de nivel entre el punto aguas arriba (Km 00+000) y el punto aguas abajo (Km 00+320) dividido entre la longitud del tramo

estudiado. No ha sido necesario utilizar el método de Taylor Schwartz, debido a que la pendiente es baja y ligeramente uniforme.

El valor de la pendiente ha sido obtenido de la siguiente manera:

$$s = \frac{H_M - H_m}{L}$$

Dónde:

$$HM = \text{Nivel aguas arriba del tramo} = 197.177 \text{ msnm}$$

$$Hm = \text{Nivel aguas abajo del Tramo} = 196.863 \text{ msnm}$$

$$L = \text{Longitud del tramo (m)} = 320.00 \text{ m}$$

Reemplazando valores, se tiene:

$$s = \frac{197.177 - 196.863}{320}$$

Luego:

$$s = 0.001$$

#### **3.3.2.8.4. Perímetro hidráulico en la sección del puente.**

Corresponde al perímetro de la sección hidráulica de interés, que comprende hasta el nivel máximo alcanzado por las aguas en época de avenidas. El perímetro se ha determinado de la sección hidráulica establecida según el levantamiento topográfico de detalle que se presenta en el Anexo.

El valor del perímetro hidráulico es:

$$\underline{\underline{P = 311.78 \text{ m}}}$$

#### **3.3.2.8.5. Radio Hidráulico.**

Corresponde al valor de la relación que existe entre el área hidráulica y el perímetro hidráulico expresado en m.

El valor del Radio Hidráulico es:

$$R = \frac{A}{P}$$

Donde:

$A =$  Área hidráulica en  $m^2$ .

$P =$  Perímetro hidráulico en m.

Reemplazando valores, se tiene:

$$R = \frac{827.50m^2}{311.78m}$$

$$R = 2.650m$$

### 3.3.2.8.6. Caudal máximo aplicando el método hidráulico en la sección de emplazamiento del puente vehicular.

Hecho los cálculos respectivos, según la sección hidráulica en el punto de interés (lugar donde se emplazará el puente), se hizo el cálculo del valor de cada uno de los parámetros descritos, los cuales se presentan a continuación:

$$A = 827.50 \text{ m}^2.$$

$$n = 0.039$$

$$S = 0.001$$

$$P = 311.78 \text{ m.}$$

$$R = 2.650 \text{ m.}$$

Luego, estos valores se reemplazaron en la ecuación de Manning – Strickler :

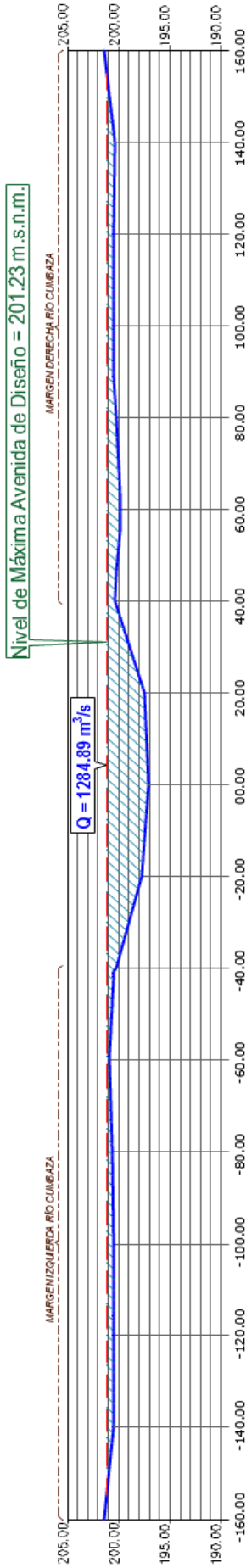
$$Q_{max} = \frac{A(R)^{\frac{2}{3}}(S)^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Habiéndose obtenido que:

$$Q_{max} = 1,284.89 \frac{m^3}{s}$$

A continuación, se presenta la sección hidráulica representativa en la cual se han realizado los cálculos.

## SECCIÓN HIDRÁULICA PARA DETERMINAR AVENIDA MÁXIMA EN EL RÍO CUMBAZA POR EL MÉTODO HIDRÁULICO



### PERFIL DE EJE DE PUENTE

ESCALA HORIZONTAL 1 : 300  
ESCALA VERTICAL 1 : 300

CUADRO DE DATOS	
ÁREA HIDRÁULICA (A) ↓	827.50 m <sup>2</sup>
PERÍMETRO MOJADO (P) ↓	311.78 m
RADIO HIDRÁULICO (R) ↓	2.65 m
RUGOSIDAD (n)	0.039
PENDIENTE (S)	0.001

Los resultados obtenidos mediante el desarrollo de los dos (02) métodos (Gumbell Tipo I y método Hidráulico), presentan valores cuya diferencia numérica está dentro de un rango aceptable, toda vez que son cálculos obtenidos de información hidrométrica (aforos) e hidráulica (área hidráulica en la sección de interés).

Por lo tanto, queda establecido, que el caudal máximo obtenido por el método hidráulico ( $Q_{max} = 1,284.89 \text{ m}^3/\text{seg}$ ), sirve para contrastar el valor del caudal obtenido por el Método de Gumbell Tipo I, para el período de retorno considerado.

### **3.3.2.9. Cálculo del período de retorno para determinar el caudal de diseño del puente vehicular**

El caudal de diseño para el puente vehicular Juan Guerra, será calculado en función al período de retorno ( $T_r$ ) seleccionado, para lo cual, se he tenido en consideración que el puente, es una estructura para una vía de transporte vecinal, por lo tanto la vida útil ( $n$ ) es de 20 años y el riesgo de falla Hidrológico ( $R$ ) es del 20%.

#### **3.3.2.9.1. Cálculo del Período de Retorno ( $T_r$ ).**

Conocidos la vida útil de la obra, así como el riesgo hidrológico o riesgo de falla, se ha procedido el cálculo del período de retorno:

$$R = 0.20 \text{ (Nivel de seguridad 80\%).}$$

$$n = 20 \text{ años.}$$

Luego:

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

Donde:

$R$  = Riesgo de falla hidrológico permitido.

$T_r$  = Período de retorno en años.

$n$  = Vida útil de la estructura.

Reemplazando valores, tenemos:

$$0.20 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^{20}$$

Hechos los cálculos respectivos, se tiene que:

$$T_r = 90.10 \text{ años}$$

Este valor se ajusta a 100.

Por lo tanto:

$$\underline{\underline{T_r = 100 \text{ años.}}}$$

### 3.3.2.9.2. Cálculo del Caudal de diseño para el puente vehicular.

Luego, de haber determinado el período de retorno, el caudal de diseño par el puente vehicular, será el caudal máximo que corresponde a un período de retorno de 100 años tal como se puede apreciar en el Cuadro N° 12, que sigue:

#### Cuadro 12

*Caudales máximos (m<sup>3</sup>/seg) en el rio cumbaza en lugar de emplazamiento del puente vehicular Juan Guerra*

<b>CAUDALES MÁXIMOS (m<sup>3</sup>/seg) EN EL RIO CUMBAZA EN LUGAR DE EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE VEHICULAR JUAN GUERRA</b>	
<b>Periodo de Retorno (Años)</b>	<b>CAUDAL MAXIMO (m<sup>3</sup>/s)</b>
2	342.63
5	662.09
10	873.60
25	1140.85
50	1339.11
100	1534.95
150	1650.66
200	1731.98
250	1795.02
300	1846.50
350	1890.01
400	1927.71
500	1990.67

**Por lo tanto, el Caudal de diseño (Q<sub>d</sub>) para el puente vehicular Juan Guerra es 1,534.95 m<sup>3</sup>/seg.**

## 3.4. Estudio Hidráulico

### 3.4.1. Ubicación óptima del puente vehicular.

El lugar de ubicación para el emplazamiento del puente proyectado, corresponde al eje de cruce del camino existente a ambas márgenes del río. En este punto, el río Cumbaza presenta un cauce aún no estabilizado debido al material granular en el cual se aloja la sección del río y es ligeramente estrecho y tiene la desventaja de que por ambas márgenes el borde del río se ubica desde el punto de vista topográfico, en un nivel ligeramente inferior al que alcanzan las aguas en época de avenidas, lo que evidencia de que la zona de emplazamiento es inundable y más aún al encontrarse a 2.80 Km aguas

arriba de la desembocadura en el río Mayo, lo que ocasiona que en época de lluvias cuando ambos ríos alcanzan descargas máximas, se produce efectos de remanso originando el incremento de nivel de agua que es necesario tener presente en la fase de diseño. En la visita de campo, realizada, se determinó que aún bajo las limitaciones topográficas, morfológicas e hidráulicas existentes en el río, la sección definida es la más conveniente a considerar, puesto que no hay otro lugar ni aguas arriba menos aguas abajo que no sea vulnerable a las inundaciones. Es decir, la ubicación del puente elegida es la más óptima, ya que fuera de este lugar el nivel de inundación en ambas riberas es mayor, lo que debe de tenerse en cuenta para el diseño de los accesos.

### **3.4.2. Comportamiento hidráulico del río, en el tramo que comprende el emplazamiento del puente vehicular.**

En el tramo que comprende el cruce, el comportamiento hidráulico del río Cumbaza, corresponde a flujo sub crítico, con una velocidad promedio de flujo de **2.365** m/seg, con tendencia sostenida a erosionar el cauce, así como también los taludes de ambas márgenes, por lo que es necesario proyectar y construir obras de protección longitudinal a ambas márgenes del cauce.

La vista en planta del río Cumbaza en un tramo cuya longitud es de aproximadamente 400 metros dentro del cual se encuentra la sección de emplazamiento del puente, está conformado por un tramo ligeramente lineal, lo que favorece el emplazamiento del puente.

En este tramo, debido a factores hidráulicos y de conformación de material del cauce, el río viene experimentando un ligero corrimiento de la sección del cauce hacia la margen izquierda. Este desplazamiento horizontal, viene motivando la conformación de un gran banco de sedimentos en la parte convexa de la curva ubicada inmediatamente aguas abajo y cada vez que ocurre una creciente desplaza el flujo del agua hacia la margen izquierda ocasionando erosión en el talud izquierdo del río, tal como se puede apreciar en el Panel Fotográfico del Anexo del presente Estudio.

Este fenómeno, es necesario corregirlo mediante el desarrollo de obras de Encauzamiento y Protección de riberas, con la finalidad de recuperar el cauce histórico y devolverle al río condiciones favorables de escurrimiento (minimizando los efectos de erosión y sedimentación) y de esta manera poder garantizar en el futuro la estabilidad del cauce y por tanto, la del puente a construirse.

A continuación, se presenta una imagen, donde se puede apreciar la caracterización hidráulica del río Cumbaza en el lugar de emplazamiento del puente proyectado.



**Mapa 2:** Caracterización Hidráulica del Río Cumbaza en la zona de emplazamiento de Puente Vehicular

### 3.4.2.1. Simulación del comportamiento hidráulico del río Cumbaza, ante la ocurrencia de la avenida de diseño.

Para realizar la simulación, es necesario conocer los diferentes niveles (NAME) que alcanza el agua durante la avenida de diseño en cada una de las secciones establecidas en el Plano topográfico en el tramo de interés del río, donde se ubica la sección de emplazamiento del puente. Así mismo, es necesario conocer los niveles o cotas del borde del río, principalmente el de la margen izquierda, las cuales se encuentran en las secciones transversales del cauce del río, las que han sido obtenidas del Estudio topográfico.

A continuación, se presenta el cálculo de los valores del NAME en cada una de las secciones en el tramo de interés, seleccionadas cada 50 metros.

#### Cuadro 13

*cálculo de los valores del NAME en cada una de las secciones en el tramo de interés, seleccionadas cada 50 metros.*

N°	Ubicación de la sección transversal PK	Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /seg)	Gradiente Hidráulico (I <sub>E</sub> )	Nivel de agua Avenida de diseño (NAME)
1	00+000	1,534.95	0.001	203.889
2	00+050	1,534.95	0.001	203.839
3	00+100	1,534.95	0.001	203.789
4	00+150	1,534.95	0.001	203.739
5	00+200	1,534.95	0.001	203.689
6	00+250	1,534.95	0.001	203.639
7	00+300	1,534.95	0.001	203.589



A continuación se presenta el cuadro en el cual se detallan todos los valores de simulación ante la ocurrencia de la avenida de diseño para un período de retorno de 100 años, para conocer si existe o no la posibilidad de desbordamiento de agua que pudiera presentarse en caso que la sección del cauce del río no tenga la capacidad de conducción suficiente.

#### Cuadro 144

*Valores de simulación ante la ocurrencia de la avenida de diseño para un período de retorno de 100 años*

N°	Ubicación de la sección transversal PK	Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /seg)	Nivel del agua Avenida de diseño NAME (msnm)	Nivel de terreno borde izquierdo de río (msnm)	Observaciones
1	00+000	1,534.95	203.889	198.50	Necesita obras de protección.
2	00+050	1,534.95	203.839	198.65	Necesita obras de protección.
3	00+100	1,534.95	203.789	199.10	Necesita obras de protección.
4	00+150	1,534.95	203.739	199.51	Necesita obras de protección.
5	00+200	1,534.95	203.689	199.90	Necesita obras de protección.
6	00+250	1,534.95	203.639	199.53	Necesita obras de protección.
7	00+300	1,534.95	203.589	199.860	Necesita obras de protección.

#### 3.4.3. Ancho de la sección estable del río en la sección del puente.

El estudio de la sección estable, tiene como finalidad determinar el ancho de la sección óptima del río que permita circular a través de ella el caudal de diseño estimado, en este caso los **1,534.95 m<sup>3</sup>/seg.** Su conocimiento nos permite definir el dimensionamiento longitudinal o luz de la estructura a construirse en el cauce del río.

Para el cálculo de la sección estable es necesario conocer el valor estimado de la avenida de diseño, así como, los resultados obtenidos del estudio de Granulometría - Mecánica de suelos realizado para tal fin, específicamente, en lo que respecta a la granulometría media que conforma tanto los taludes, así como el tramo central del cauce. Para el Proyecto del puente, se han realizado los ensayos de laboratorio de suelos, para determinar la granulometría media es decir el diámetro medio ( $D_{50}$ ). También se han determinado los valores de  $D_{10}$  y  $D_{90}$

Existen varios métodos para determinar la sección estable del cauce de un río. En el presente estudio, se ha tenido en consideración la Teoría del Régimen Estable de **BLENCH – ALTUNIN** y el método de **SIMONS Y HENDERSON**, los mismos que ya han sido empleados en el diseño de puentes vehiculares, así como en obras de Defensas Ribereñas en ríos de la región San Martín con muy buenos resultados de operatividad hidráulica.

Para el cálculo de la sección estable, se han empleado las siguientes relaciones:

a) Cálculo de la Sección Estable: BLENCH – ALTUNIN.

Cálculo del factor de fondo (Fb).

$$F_b = F_{b0} (1 + 0.12C).$$

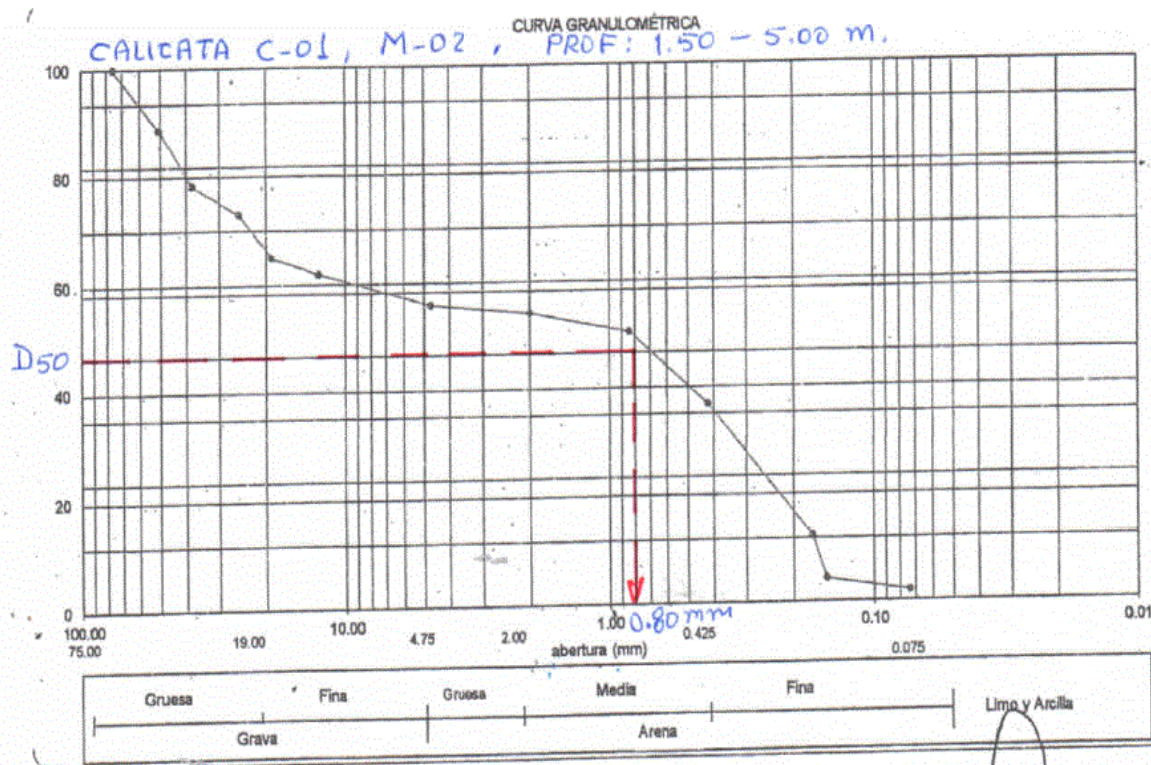
Pero:

$$F_{b0} = (D_{50})^{1/3}$$

Según estudio de Mecánica de Suelos – Estudio Granulométrico realizado en la sección de emplazamiento del puente (Ver Anexo), de las exploraciones realizadas tanto en los taludes de la margen derecha, como en la margen izquierda y en el cauce del río, se obtuvieron los siguientes valores:

**Calicata C-01, talud Margen izquierda río Cumbaza.**

Se presenta curva granulométrica.



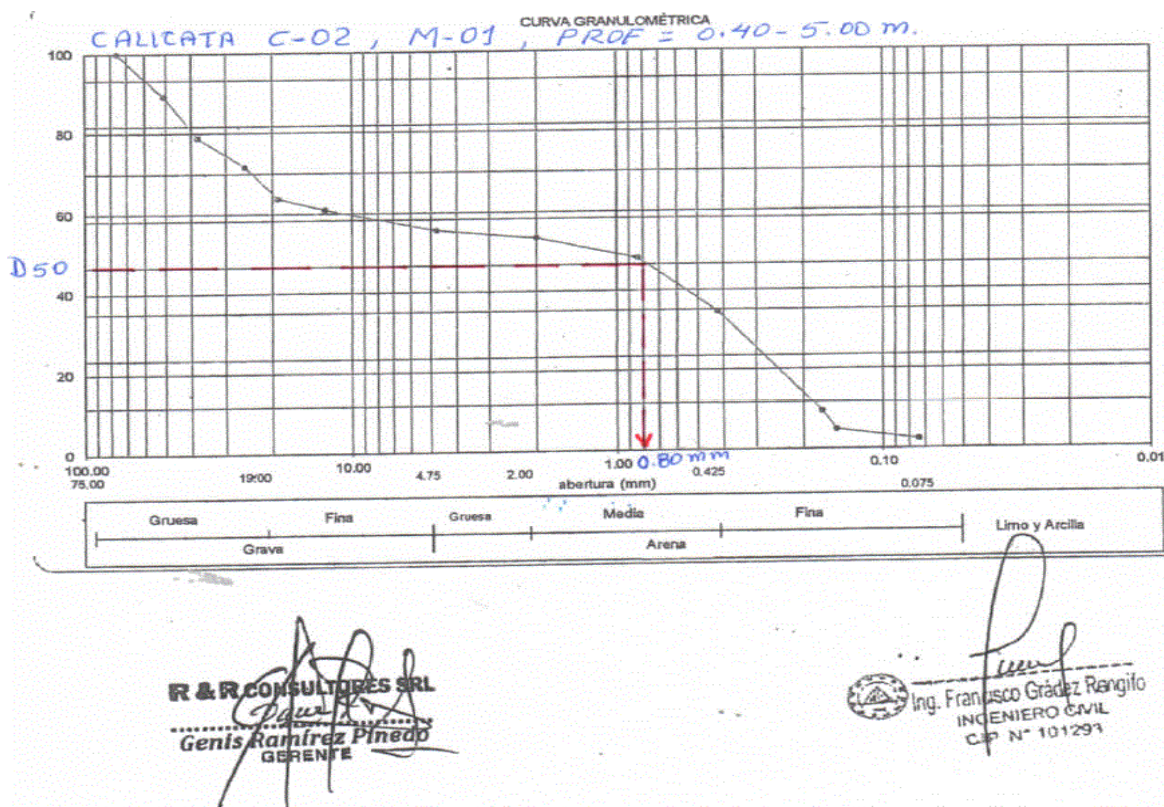
R & R CONSULTORES SRL  
Genis Rdmírez Pinedo  
GERENTE



Ing. Francisco Gráez Rangifo  
INGENIERO CIVIL  
C.P. N° 101297

### Calicata C-02, Talud Margen Derecha río Cumbaza.

Se presenta curva granulométrica.



Por lo tanto:

$$D_{50} \text{ Margen derecha} = 0.80 \text{ mm.}$$

$$D_{50} \text{ Margen izquierda} = 0.80 \text{ mm.}$$

$$D_{50} \text{ a utilizar en el cálculo} = 0.80 \text{ mm.}$$

$$D_{50} = \mathbf{0.80 \text{ mm.}}$$

Luego:

$$Fb_0 = (0.80)^{1/3} = \mathbf{0.928}$$

Por lo tanto:

$$Fb = (0.928)(1 + 0.12 \times 0.05) = \mathbf{0.933}$$

$$\mathbf{Fb = 0.933}$$

**Cálculo del factor de orilla (Fs).**

Según el tipo de material en la orilla del cauce del río Cumbaza, le corresponde el valor de:

$$\underline{F_s = 0.30}$$

Aplicando la fórmula, el ancho estable (B) será:

$$B = 1.81 (Q \times F_b/F_s)^{1/2}$$

Luego, reemplazando valores se tiene:

$$\underline{B = 125.06m.}$$

**b) Cálculo de la sección estable: SIMONS Y HENDERSON.**

Para el cálculo, se aplica la siguiente relación:

$$B = K_1 (Q)^{1/2}$$

**Dónde:**

$K_1 = 2.8$  (Condiciones de fondo de arena y orillas de material no cohesivo en la sección del puente).

$$Q = 1,534.95 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Por lo tanto:

$$B = 2.8 (1,534.95)^{1/2}$$

$$\underline{B = 109.70 m.}$$

En base a los cálculos efectuados, aplicando los dos métodos para el cauce del río Cumbaza, elegimos como ancho de la sección estable el valor medio obtenido por el método de BLENCH – ALTUNIN y SIMONS Y HENDERSON, tal como detallamos a continuación:

Método	Ancho Sección Estable (m)	Sección elegida (m)
Blench - Altunin	125.06	
Símons - Henderson	109.70	
		115.00

$$\underline{B = 115.00 m.} \text{ (Ancho de la sección estable).}$$

### 3.4.4. Profundidad de socavación general y local.

Como quiera que los estribos del puente se proyectaran retirados del borde del cauce (debido a la luz del puente no menor de 115.00 m), así como también de que **se considera en el diseño la construcción de una o dos pilas en el cauce** como soporte de la estructura, conviene calcular la socavación general o local en el cauce, de tal manera de definir el nivel de cimentación de la estructura.

#### 3.4.4.1. Cálculo de la profundidad de socavación local ( $t_s$ ).

La profundidad de socavación local esperada para la avenida de diseño, es necesario calcularla de tal manera que los valores obtenidos, nos permita definir la profundidad mínima de cimentación de las estructuras en el cauce.

Para el cálculo se ha considerado, que el método de LICHTVAN LEVEDIEV, proporciona valores que más se ajustan a obras ya ejecutadas en la región, con óptimos resultados.

La ecuación utilizada es la siguiente:

$$t_s = \left( \frac{a(Y_m)^5}{0.68(D_m)^{0.28}xB} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Este modelo se aplica toda vez que el suelo del cauce está conformado por material no cohesivo de  $D_m = 0.65$  mm en la sección del puente (Estudio Granulométrico – ver Anexo).

Donde:

$t_s$  = Tirante que corresponde a la profundidad a la que se desea evaluar la socavación.

$t$  = Tirante hidráulico que corresponde a la sección estable = **5.390m**

$D_m$  = Diámetro medio material cauce = 0.65 mm.

$B$  = Factor de frecuencia con que se repite la avenida de diseño = 1.0 (para un  $Tr = 100$  años).

$bo$  = Sección estable = **115.00 m**.

$1/(1+x)$  = Factor de material en función al  $D_m$ .

Su valor se considera en 0.71.

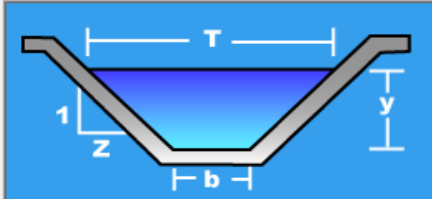
Es necesario, calcular los parámetros hidráulicos de la sección, que corresponda a la sección estable. A continuación, se presentan los cálculos:

Lugar:	<input type="text" value="RIO CUMBAZA"/>	Proyecto:	<input type="text" value="PUENTE VEHICULAR"/>
Tramo:	<input type="text" value="JUAN GUERRA"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="CAUCE DEL RÍO"/>

**Datos:**

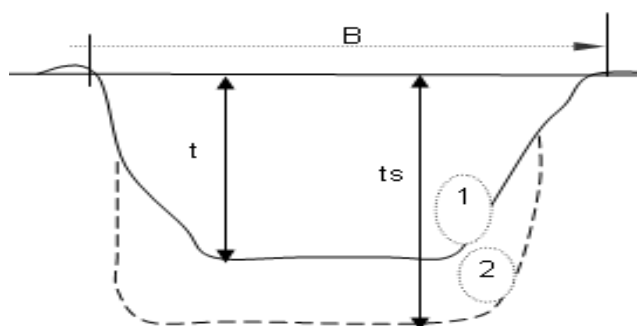
Caudal (Q):	<input type="text" value="1534.95"/>	m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="115.00"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="1"/>	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.039"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.001"/>	m/m

**Resultados:**

Tirante normal (y):	<input type="text" value="5.3903"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="130.2460"/>	m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="648.9347"/>	m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="4.9824"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="125.7805"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="2.3653"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.3325"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="5.6754"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		<b>Cuidado velocidad erosiva</b>		

1. Perfil antes de la erosión
2. Perfil de equilibrio tras la erosión



### Procedimiento de cálculo.

- a) Cálculo de a

$$a = \frac{Q_d}{b_0 x (Y_m)^{\frac{5}{3}}}$$

Reemplazando valores :

$$\mathbf{a = 0.805}$$

- b) Cálculo de  $t_s$ .

Reemplazando valores en la ecuación respectiva se tiene que:

$$t_s = 9.014 \text{ m}$$

c) **Cálculo de la socavación local ( t ).**

Por definición, se tiene que:

$$t = t_s - t$$

Reemplazando valores:

$$t_s = 9.014 - 5.39 = 3.624 \text{ m}$$

$$\underline{t_s = 3.65 \text{ m}}$$

Por lo tanto el valor de la socavación general es de 3.65m

Sin embargo, se recomienda, que el valor a adoptarse como socavación total en el diseño de estructura hidráulicas, sea 1.5 ó 2 veces el valor de **ts** calculado. Por lo tanto:

$$t_s = 2t_s = 2(3.65 \text{ m}) = 7.30 \text{ m.}$$

Se adopta el valor inmediato superior, por lo tanto:

$$\underline{t_s = 7.30 \text{ m}}$$

Este valor corresponde a la socavación total y deberá tenerse presente al definir los niveles de cimentación.

### 3.4.5. Tránsito de palizadas.

Por tratarse del proyecto de un puente vehicular, desde el punto de vista hidráulico, éste va a funcionar como un conducto cerrado, toda vez que el tablero del puente (superestructura) va a cerrar la sección hidráulica del cauce, por lo tanto, para la determinación del borde libre total, se ha tenido en consideración que éste es equivalente a 1/4 del tirante de máxima avenida el cual no sólo cumple con las normas técnicas establecidas por el MTC sino también va a permitir el tránsito del caudal o avenida de diseño, así como también el tránsito de palizadas ya que la cuenca colectora ubicada aguas arriba de la sección del puente se encuentra en proceso de deforestación debido a la ocupación del territorio y a la incorporación de tierras tanto para el desarrollo de ganadería como para la agricultura.

El tránsito de palizadas es un aspecto muy importante a tener en consideración durante la fase de dimensionamiento del puente vehicular, ya que para este caso, el río Cumbaza, como lo hemos podido apreciar in situ, así como, de información recogida de los moradores del lugar, en época de avenidas el río transporta árboles flotando en la superficie de agua. En tal sentido, se hace necesario, considerar una altura adicional, para el tránsito de palizadas, el cual se presenta en el ítem 8.5: Altura libre del puente.

### 3.4.6. Transporte de sedimentos en el río Cumbaza, en la sección de emplazamiento puente vehicular.

Teniendo en consideración, los enormes bancos de sedimentos que el río presenta aguas arriba de la sección de emplazamiento del puente, se ha realizado una estimación del material de arrastre de fondo que acarrea el río Cumbaza, para ello se ha aplicado el método de Meyer – Peter – Muller, habiéndose obtenido una masa diaria de material de arrastre de fondo de **404.92 Tn/m-día**, o lo que equivale a una masa anual de **2,785,935 m3/año** ante la ocurrencia de la avenida de diseño. Esta es una masa considerable la misma que es aprovechada por extractores de materiales de agregados y transportados para su uso en las diferentes edificaciones que se construyen en la ciudad de Tarapoto, Morales y La Banda de Shilcayo.

A continuación, se presenta la aplicación del método, para lo cual ha sido necesario el empleo de parámetros obtenidos en el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) – Análisis Granulométrico, habiéndose considerado los valores de  $D_{50}$  y  $D_{90}$  respectivamente, además de información hidrológica e hidráulica.

El cálculo, se presenta a continuación.

CALCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL RÍO CUMBAZA LOCALIDAD DE JUAN GUERRA - PUENTE VEHICULAR METODO PETER - MEYER - MULLER	
FORMULA:	
$(n'/n)^{3/2} \times y \times R_b \times S$	= $\frac{0.047(y_s - y) + 0.25}{D_m \times (y_s - y)^{2/3} \times (y/g)^{1/3} \times (g_b t / y_s)^{2/3}}$
$D_m$	
Donde:	
$g_b t$	= Transporte de fondo (Kg-f/s-m)
$n'$	= Coeficiente de rugosidad del fondo, asociada al diámetro de las partículas ( $s/m^{1/3}$ )
$n$	= Coeficiente de rugosidad total (Manning) que toma en cuenta los granos como las ondulaciones ( $s/m^{1/3}$ )
$y_s$	= Peso específico de material sólido (Kg-f/m <sup>3</sup> )
$y$	= Peso específico del agua (Kg-f/m <sup>3</sup> )
$R_b$	= Radio hidráulico asociado a la rugosidad del fondo (m)
$S$	= Pendiente media de la superficie media del cauce. En forma rigurosa debe ser la pendiente de la línea de energía
$g$	= Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )
$D_m$	= Diámetro medio o diámetro efectivo (m)
Despejando $g_b t$ de la expresión general se obtiene:	
$g_b t$	= $8 \times y_s \times g^{1/2} \times \Delta^{1/2} \times D_m^{3/2} [(n'/n)^{3/2} \times t - 0.047]^{3/2}$
donde:	
$\Delta$	= $(y_s - y)/y$
$t$	= $y \times R_b \times S / [(y_s - y) \times D_m]$
$n'$	= $(D_{90})^{1/5} / 26$



Dando valores:			
$\gamma_s$	=	2.65 Kg-f/m <sup>3</sup>	Estudio Hidráulico
S	=	0.001 (Tramo localizado)	Estudio Hidráulico
n	=	0.039 (estimado in situ)	Estudio Hidráulico
$\gamma$	=	1 Kg-f/m <sup>3</sup>	Estudio Hidráulico
D <sub>m</sub>	=	0.65 mm = 0.0007 m	Estudio Mecanica de suelos
D <sub>90</sub>	=	60 mm = 0.06 m	Estudio Mecanica de suelos
R <sub>h</sub>	=	5.024 m (para Qd = 1,556.00 m <sup>3</sup> /seg)	Estudio Hidrologico e Hidráulico
Cálculos:			
n'	=	0.02	
$\Delta$	=	1.65	
t	=	4.68	
<b>g<sub>bt</sub> = 4.69 Kg-f/(s-m) = 404.92 Tn/(m-día)</b>			
Ancho medio del cauce = 50.00 m (Ancho de llegada al lugar de emplazamiento de obra proyectada)			
Luego.			
g <sub>bt</sub> = 20,246 Tn/día			
<b>g<sub>bt</sub> = 7,632.70 m<sup>3</sup>/día = 2,785,935.50 m<sup>3</sup>/año</b>			
<b>NOTA. Debido a la baja pendiente en el Tramo de Interés, el río Cumbaza presenta una baja capacidad de transporte de sedimentos.</b>			

De los cálculos anteriores, se puede estimar un valor medio de la cantidad de material de arrastre de fondo en el cauce del río Cumbaza, en el tramo donde se emplazará el eje del puente vehicular. Así tenemos:

ITEM	METODO	UNIDAD	CANTIDAD
2.0	Meyer Peter Muller	m <sup>3</sup> /año	2,785,935.00
<b>TOTAL</b>		<b>m<sup>3</sup>/año</b>	<b>2,785,935.00</b>

Este valor resulta relevante, dado a que ocurre inmediatamente aguas arriba del eje de emplazamiento del puente vehicular, por lo que es necesario corregir el comportamiento hidráulico en base a trabajos de encauzamiento de ríos, mejorando la pendiente y por tanto la velocidad de flujo de tal manera de garantizar la estabilidad morfológica, dinámica y estática del cauce.

### 3.5. Información para el dimensionamiento del puente vehicular.

#### 3.5.1. Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación.

La profundidad mínima recomendable para la ubicación del nivel de cimentación del puente, está en función directa a la magnitud de la socavación total, la cual presenta un valor de **ts = 7.40 m**, por lo tanto, el nivel mínimo recomendable para la ubicación de la cimentación será cota del fondo del

cauce menos la profundidad de socavación. Esto, si el suelo de sustentación presenta condiciones favorables de capacidad portante, caso contrario, el ingeniero proyectista determinará el tipo y nivel de cimentación en base al estudio geotécnico. En este caso la profundidad mínima de cimentación considerada en el presente estudio, ha sido determinada en función a parámetros hidráulicos, resultando ser un valor referencial.

Por lo tanto:

$$\text{Nivel mínimo de cimentación} = \text{Nivel de fondo del cauce} - t_s$$

$$\text{Nivel o cota de fondo de cauce: } 198.230 \text{ msnm (Estudio Topográfico).}$$

$$T_s = 7.30 \text{ m.}$$

Reemplazando valores:

$$\text{Nivel mínimo de cimentación} = 198.230 - 7.30 = 190.930 \text{ msnm.}$$

**Por lo tanto, el nivel mínimo recomendable para la ubicación de la cimentación del puente es de 190.930 msnm.**

### **3.5.2. Tirante de la avenida de diseño y nivel máximo de agua en la sección de ubicación del puente.**

Con el valor del caudal de diseño y teniendo en consideración el ancho de la sección hidráulica estable del río Cumbaza en el punto de interés y mediante la aplicación del software Hcanales, se calcula el tirante de la avenida de diseño, para lo cual es necesario el empleo de los siguientes datos:

$$Q = 1,534.95 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = 0.001$$

$$Z = 1 \text{ (Talud medio que corresponde a la sección natural del río Cumbaza en el punto de interés, tal como se puede apreciar en la Sección Transversal correspondiente en el Plano ST en el Anexo).}$$

$$n = 0.039 \text{ (Que corresponde a la rugosidad del cauce del río Cumbaza obtenida por el método de Cowan).}$$

$$b = 115 \text{ m Ancho de la sección estable o de equilibrio hidráulico.}$$

Realizado el cálculo correspondiente, se obtiene:

Lugar:	<input type="text" value="RIO CUMBAZA"/>	Proyecto:	<input type="text" value="PUENTE VEHICULAR"/>
Tramo:	<input type="text" value="JUAN GUERRA"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="CAUCE DEL RÍO"/>

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	<input type="text" value="1534.95"/> m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="115.00"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="1"/>
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.039"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.001"/> m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="5.3903"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="130.2460"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="648.9347"/> m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="4.9824"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="125.7805"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="2.3653"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.3325"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="5.6754"/> m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>	<b>Cuidado velocidad erosiva</b>	

$$\underline{Y_{\text{diseño}} = 5.390 \text{ m}}$$

Por lo tanto, el tirante de la avenida de diseño en la sección de emplazamiento del puente = **5.390 m.**

Teniendo en consideración que la cota del fondo del cauce en la sección del puente es 198.230 msnm, entonces, el nivel máximo que alcanzará el agua en la sección de ubicación del puente al momento de ocurrir la avenida de diseño es de  $198.230 \text{ msnm} + 5.390 \text{ m} = 203.620 \text{ msnm}$ .

Por lo tanto, el nivel máximo que alcanza el agua en la sección de emplazamiento del puente es **203.620 msnm.**

### 3.5.3. Ancho de la sección hidráulica que corresponde a la avenida de diseño.

Mediante el procedimiento y cálculo desarrollado en el ítem precedente, se ha calculado el ancho de la superficie libre o espejo de agua o de la sección hidráulica (T).

Por lo tanto:

$$\underline{T = 125.780 \text{ m.}}$$

### 3.5.4. Área de flujo a ser confinada por el puente.

El área de flujo a ser confinada por el puente y que corresponde a la avenida de diseño es de 648.934 m<sup>2</sup>.

### 3.5.5. Altura libre del puente.

Para determinar la altura libre del puente ( $H_L$ ), existe normatividad establecida al respecto (el Manual de puentes del MTC, en el ítem Altura libre sobre el nivel de agua de los ríos, menciona que debe ser entre 1.50 y 2.50 m), sin embargo, consideramos que no es suficiente para ríos de zona de selva, en especial de la región San Martín, por lo que lo determinaremos en función al tirante de diseño.

El borde libre o tirante de seguridad lo relacionamos con la manera en que se determina para un canal, el cual considera 1/3 del tirante de diseño, en este caso para el puente, será el tirante de máxima avenida, en este caso de la avenida de diseño, para la condición de sección estable. Es decir:

$$Y_b = \frac{(5.390 \text{ m})}{3} = 1.797 \text{ m}$$

A este valor se le tiene que adicionar una altura mínima ( $Y_p$ ) que permita el libre tránsito de palizadas conformada por troncos y hasta árboles. Este valor, por experiencia, lo vamos a estimar en 1/4 del tirante de la avenida de diseño, por lo tanto:  $Y_p = 1/4(5.390) = 1.347 \text{ m}$ .

Por lo tanto, la altura libre sobre el nivel de máxima avenida es de:

$$H_L = Y_b + Y_p = 1.797 + 1.347 = 3.144 \text{ m}$$

Se asume un valor de 3.15 m.

$$\underline{H_L = 3.15 \text{ m}}$$

Este valor resulta mayor que 2.50 m recomendado por el MTC, por lo tanto, se asume como altura libre sobre el nivel de agua.

### 3.5.6. Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente vehicular.

Es el nivel que corresponde a la cota más baja del fondo de la viga del tablero del puente.

Para determinar el nivel mínimo recomendable para el tablero del puente vehicular, es necesario tener en consideración la altura libre del puente  $H_L$  o distancia vertical entre la menor cota del fondo de la viga de la superestructura y la cota que alcanza el nivel de agua para la avenida de diseño.

Generalmente la altura libre del puente  $H_L$ , está conformada por el borde libre más el borde o altura para el tránsito de palizadas.

Según el ítem anterior, el valor de HL es de 3.15m.

Por lo tanto:

$$N_{\min} = \text{Cota fondo cauce} + \text{Tirante diseño} + H_L$$

$$N_{\min} = 198.230 + 5.390 + 3.15 = 206.770 \text{ msnm.}$$

**Por lo tanto, el nivel mínimo recomendable para el fondo de la viga del tablero o superestructura del puente es de 206.770 msnm.**

### **3.5.7. Luz del puente.**

La luz del puente, está en relación directa con el ancho de la sección estable del río Cumbaza, por lo tanto, ésta deberá ser no menor de **115.00 m.**

### **3.5.8. Análisis hidráulico con respecto a la luz del puente vehicular.**

Con respecto a la luz del puente ( $L = 115.00\text{m}$ ) calculada en el presente estudio, aparentemente resulta alta, pero se justifica al tener en consideración la luz de los puentes ubicados aguas arriba del punto de interés. Por ejemplo, la Luz del Puente Morales sobre el río Cumbaza es de 72.00 metros, luego hacia aguas abajo la Luz del puente Tarapoto sobre el río Cumbaza es de 90.00 m. Si se tiene en consideración que aguas abajo del puente Tarapoto desembocan las aguas de los ríos Ahuashiyacu y Pucayacu, entonces el valor de la luz calculada de 115 m resulta técnicamente razonable puesto que, la luz del puente Ahuashiyacu es de 20.00m y la luz del puente Pucayacu es de 33.528m.

### **3.5.9. Altura libre del puente.**

La altura del puente queda definida entre el nivel del lecho del cauce (en la sección de emplazamiento) y el nivel mínimo recomendable para el fondo de la viga de la superestructura o tablero del puente. Por lo tanto.

$$H_p = \text{Cota Nivel mínimo tablero} - \text{Cota Nivel fondo del cauce.}$$

$$H_p = 206.770 \text{ msnm} - 198.230 \text{ msnm} = 8.540 \text{ m.}$$

$$\underline{H_p = 8.540 \text{ m}}$$

### **3.5.10. Obras de protección necesarias.**

De acuerdo al Estudio topográfico del tramo del río Cumbaza en donde se ubicará el puente vehicular y teniendo en consideración la simulación del comportamiento hidráulico del río ante la ocurrencia de la avenida de diseño cuyo nivel máximo del agua alcanza los 202.514 msnm frente a la progresiva Km 00 + 260 (eje emplazamiento del puente proyectado según el perfil longitudinal del cauce del río. Ver Plano Topográfico), es necesario considerar obras de protección longitudinales a ambas márgenes tanto aguas arriba como aguas abajo del eje de emplazamiento del puente.

Las obras de protección o defensa ribereña, tendrán como objetivo controlar la erosión del cauce por la margen izquierda y controlar las inundaciones del área ribereña por ambas márgenes.

Es prioritario, encauzar las aguas del río Cumbaza aguas arriba del eje proyectado del puente vehicular, con la finalidad de re direccionar el flujo de agua actual, de tal manera que el río pueda alcanzar cierta linealidad de manera casi perpendicular en relación al eje del puente. También tendrá como objetivo controlar la erosión del talud del cauce margen izquierda aguas abajo del eje del puente.

En la que respecta a ambas márgenes, es necesario diseñar y construir obras para el control de inundaciones, evitando que en época de avenidas el flujo de agua salga fuera del cauce afectando de manera directa los accesos al puente.

Estas obras servirán para controlar el nivel de las aguas máximas garantizando de esta manera la estabilidad y seguridad de la estructura del puente vehicular y obras conexas.

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, se presentará los resultados obtenidos.

#### 4.1. Resultados de las características principales de la cuenca

##### Resultados de las características principales de la cuenca

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA CUENCA	
CALCULOS	RESULTADOS
Área de la cuenca (A)	571.22 Km <sup>2</sup>
Área colectora hasta la sección de interés	181.22 Km <sup>2</sup>
Perímetro de la cuenca (P)	71.12 Km
Longitud del cauce principal (Lc)	35.63 Km
Factor forma (Ff)	0.143
Índice de compacidad (Kc)	1.479
Pendiente media del cauce principal (S)	0.054
Tiempo de concentración (Tc)	4.9 hr.

Fuente: Elaboración propia


#### 4.2. Resultados del estudio hidrológico

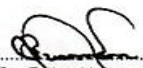
##### Estación HLG Cumbaza Caudales máximos instantáneos (m<sup>3</sup>/s)

ESTACION: HLG CUMBAZA													
Latitud : 06° 26'											Departamento : SAN MARTIN		
Longitud : 76° 23'											Provincia : SAN MARTIN		
Altura : 285 m.s.n.m.											Distrito : MORALES		
CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (m <sup>3</sup> /seg.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
2001	34.758	95.588	89.929	678.819	952.247	114.822	43.940	33.834	34.906	38.298	183.012	162.197	205.196
2002	83.250	34.889	73.962	41.618	154.787	53.367	96.780	23.817	55.044	57.593	46.970	50.926	64.417
2003	210.700	185.665	33.952	37.789	80.621	62.951	39.407	75.249	24.707	20.755	31.035	211.740	84.548
2004	5.699	46.769	19.734	42.787	100.435	12.983	23.232	58.039	12.163	41.339	44.757	21.101	35.753
2005	39.885	69.839	124.972	77.347	57.440	64.550	91.677	3.856	45.314	93.961	141.290	3.006	67.761
2006	137.093	65.506	123.562	55.384	15.158	52.498	221.990	56.665	19.758	145.416	185.523	52.498	94.254
2007	113.217	6.442	116.254	78.808	177.676	8.337	57.828	26.866	76.565	18.398	85.732	88.104	71.186
2008	61.160	255.459	170.551	105.216	28.916	107.529	12.617	17.819	57.287	53.660	32.977	38.807	78.500
2009	88.273	88.273	75.078	228.594	224.926	75.078	55.459	75.078	151.737	29.575	86.000	40.339	101.534
2010	29.627	82.778	20.507	287.391	47.071	23.071	59.022	5.013	2.733	43.386	97.460	115.805	67.822
2011	38.989	36.463	71.155	25.994	38.993	156.000	85.469	20.510	68.260	56.421	360.773	164.816	93.654
2012	338.113	46.359	462.915	217.359	176.090	64.097	23.798	8.411	54.486	169.052	16.285	273.394	154.197
2013	326.529	82.815	123.959	55.934	219.135	98.267	34.415	133.193	152.666	71.419	179.885	70.070	129.024
PROM	115.946	84.373	115.887	148.695	174.884	68.735	65.049	41.412	58.125	64.559	114.746	99.446	95.988

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 23 abril del 2014



  
 Ing. M.Sc. Felipe Huaman Solís  
 DIRECTOR REGIONAL  
 SENAMHI - SAN MARTIN

Fuente: SENAMHI

## Caudales máximos Estación HLG – Río Cumbaza

### Caudales máximos anual estación HLG Cumbaza

CAUDALES MAXIMOS (m3/seg) Estación HLG – Río Cumbaza	
AÑO	CAUDAL MÁXIMO (m3/s)
2001	952.247
2002	154.787
2003	211.74
2004	100.435
2005	141.29
2006	221.99
2007	177.676
2008	255.459
2009	228.594
2010	287.391
2011	360.773
2012	462.915
2013	326.529

Fuente: Elaboración propia

### Caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno estación HLG Cumbaza

Caudales máximos instantáneos (m3/s) Rio Cumbaza para diferentes periodos de retorno (Método Gumbel Tipo I)	
Estación: HLG-Rio Cumbaza Sector Metovado	
Periodo de Retorno	CAUDAL MAXIMO (m3/s)
2	267.68
5	517.26
10	682.5
25	891.29
50	1046.18
100	1199.18
150	1289.58
200	1353.11
250	1402.36
300	1442.58
350	1476.57
400	1506.02
500	1555.21

Fuente: Elaboración propia



**Caudales máximos (m<sup>3</sup>/seg) en el río Cumbaza en lugar de emplazamiento del puente vehicular Juan Guerra**

<b>CAUDALES MÁXIMOS (m<sup>3</sup>/seg) EN EL RÍO CUMBAZA EN LUGAR DE EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE VEHICULAR JUAN GUERRA</b>			
<b>PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)</b>	<b>CAUDAL MÁXIMO ESTACIÓN HLG – CUMBAZA (m<sup>3</sup>/seg)</b>	<b>FACTOR DE CUENCA (Fc)</b>	<b>CAUDAL MÁXIMO (m<sup>3</sup>/seg)</b>
2	267.68	1.28	342.63
5	517.26	1.28	662.09
10	682.5	1.28	873.60
25	891.29	1.28	1140.85
50	1046.18	1.28	1339.11
100	1199.18	1.28	1534.95
150	1289.58	1.28	1650.66
200	1353.11	1.28	1731.98
250	1402.36	1.28	1795.02
300	1442.58	1.28	1846.50
350	1476.57	1.28	1890.01
400	1506.02	1.28	1927.71
500	1555.21	1.28	1990.67

Fuente: Elaboración propia

#### 4.3. Resultados del estudio hidrológico.

<b>Estudio Hidrológico</b>										
N°	Ubicación de la sección transversal	PARAMETROS						RESULTADOS		
		Q <sub>máx.</sub> (m <sup>3</sup> /s)	(n)	(s)	(z)	(b) m	Cota de fondo del cauce (m.s.n.m)	Tirante avenida máxima (m)	Cota de espejo de agua (m.s.n.m)	Veloc. (m/s)
1	00+260	1534,95	0.039	0.001	1	115.00	198.23	5.39	203.62	2.365

Fuente: Elaboración propia

#### 4.4. Análisis y discusión de resultados

La relevancia que implica el estudio hidrológico del río Cumbaza, se fundamenta en el adecuado cálculo del caudal de diseño para obtener el pre dimensionamiento del puente en el río Cumbaza, por tal motivo se realizó diferentes cálculos teóricos y prácticos hallando condiciones óptimas de los siguientes parámetros.

Pendiente del cauce	(S)
Perímetro hidráulico	(P)
Área hidráulico	(A)
Radio hidráulico	(R)
Rugosidad de Manning	(n)
Factor determinado por el tamaño de la cuenca	(m)
Coefficiente de escorrentía	(C)
Precipitación anual Total Promedio	(P)
Área de la cuenca	(Ac)
Caudal máximo del cauce	(Q máximo)
Caudal de diseño	(Q diseño)
Tirante de Avenida de Diseño	(Y diseño)
Ancho de la sección Hidráulica	(T)
Ancho de la sección Estable del Rio	(B)
Tirante Hidráulico Medio	(Y m)
Profundidad de Socavación Local	(d s)
Transporte de Sedimentos	(M f)
Borde libre o tirante de seguridad	(f)
Altura libre de los estribos del puente	(H lp)
Luz del puente	(L)

Lo primero que se puntualizo fue en realizar una sección y en cada establecer dos métodos para el cálculo del caudal máximo, en donde indicaremos en cada sección sus respectivos cálculos, en el punto Alternativo 01 aplicaremos el método hidráulico o directo, en donde el método hidráulico o directo está formado por los siguientes parámetros :Área hidráulica ( $A = 827.50 \text{ m}^2$ ), radio hidráulico ( $R=2.650 \text{ m}$ ),pendiente del cauce ( $S=0.001$ ), Rugosidad de Manning ( $n=0.039$ ); dichos parámetros servido para calcular el caudal máximo ( $Q_{maximo} = 1284.89 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ ) y luego calculamos el caudal de diseño ( $Q_d = 1284.89 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ ). Este valor de caudal de diseño se utilizó en la determinación del tirante de la avenida de diseño ( $Y_{diseño} = 5.390\text{m}$ ), ancho de sección hidráulica ( $T=125.78 \text{ m}$ ) y el ancho de la sección estable del rio, utilizando la teoría del régimen estable de BLENCH-ALTUNIM ( $B=125.06 \text{ m}$ ) y el método de SIMONS Y HENDERSON ( $B=109.70 \text{ m}$ ) dichos valores se promediaron y el resultado esperado fue  $B=115.00 \text{ m}$ .

Luego de optar el Eje 01-Punto Alternativo continuamos calculando la profundidad de socavación local ( $t_s = 7.30 \text{ m}$ ), aplicando el método de LICHTVAN LEVEDIEV. En el transporte de Sedimentos utilizaremos el método de Meyer- Peter -Muller para el cálculo del material de arrastre de fondo ( $g_{bt} = 404.92 \frac{Tn}{m.d}$ ).

Todos estos cálculos sirvieron en la determinación del caudal de diseño para el río Cumbaza, y con ellos se hizo posible proceder a las estimaciones del predimensionamiento del puente en lo que respecta, al Borde Libre o tirante de seguridad ( $f=3.15 \text{ m}$ ), Altura de los estribos del puente ( $H_p=8.54 \text{ m}$ ) y la Luz optimizada del Puente ( $L=115.00 \text{ m}$ ) la cual corresponde al valor del ancho estable del puente.

## CONCLUSIONES

- Para el desarrollo del presente proyecto, se ha utilizado la información hidrométrica o aforo de caudales registrados en las Estación HLG Cumbaza durante el período: 2001 – 2013. Así mismo de información aerofotográfica satelital y la Carta Nacional IGN a escala 1:100,000 de la cuenca del río Cumbaza.
- Desde el punto de vista hidrológico, la cuenca del río Cumbaza es propia de la región de Ceja de Selva, caracterizada por dos períodos de precipitaciones, altas (Octubre – Mayo) y bajas precipitaciones (unio - Setiembre).
- La pendiente media del río en las inmediaciones del punto de interés, es decir en el tramo estudiado, es de  $s = 0.001$ .
- La precipitación anual promedio en la cuenca es de 1,945.70 mm, según información registrada en la Estación CO San Antonio y de 1327.60 mm según información registrada en la Estación CO Tarapoto, ambas operadas por el SENAMHI. Ver Anexo.
- Según esta información, el valor de la precipitación disminuye de la parte alta hacia la parte media y baja de la cuenca en un factor de relación de 0.68.
- Según los pobladores asentados en las inmediaciones del lugar donde se ubica la sección de interés o eje de emplazamiento del puente, durante el período de avenidas se producen desbordes e inundaciones hacia la margen derecha y margen izquierda, tanto aguas arriba como aguas abajo de la sección del puente. Es decir la sección del puente se ubica una terraza inundable que en época de avenidas se cubre con agua.
- Los caudales máximos para diferentes períodos de retorno calculados en la sección de emplazamiento del puente vehicular son los siguientes:

<b>CAUDALES MÁXIMOS (m<sup>3</sup>/seg) EN EL RÍO CUMBAZA EN LUGAR DE EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE VEHICULAR JUAN GUERRA</b>	
<b>Periodo de Retorno (Años)</b>	<b>CAUDAL MAXIMO (m<sup>3</sup>/s)</b>
2	342.63
5	662.09
10	873.60
25	1140.85
50	1339.11
100	1534.95
150	1650.66
200	1731.98
250	1795.02
300	1846.50
350	1890.01
400	1927.71
500	1990.67

- El caudal o avenida de diseño obtenido en el lugar donde se emplazará el puente vehicular Juan Guerra sobre el río Cumbaza, para un período de retorno de 100 años, un riesgo de falla de 20% y una vida útil de 20 años es de **1,534.95 m<sup>3</sup>/seg.**
- El tirante de agua en la sección de emplazamiento del puente, para la avenida de diseño es de **5.390 m.**
- El nivel de agua en la sección del puente y que corresponde a la avenida de diseño es **203.620 msnm.**
- El nivel mínimo de cimentación de acuerdo al estudio hidráulico es de **190.930 msnm.**
- La masa diaria promedio de material de fondo que arrastra el río Cumbaza en época de máximas avenidas es de **404.92 Tn/m-día** equivalente a **7,632.70 m<sup>3</sup>/día.**
- En el **Plano DHP** que se adjunta en el Anexo, se presenta el dimensionamiento Hidráulico optimizado del puente vehicular Juan Guerra. En este plano solo se pretende dar a conocer los resultados del presente estudio en cuanto al dimensionamiento hidráulico del puente (Luz, Nivel mínimo del tablero y nivel

mínimo de cimentación), mas no así el tipo de estructura que constituye el puente, ya que lo presentado en cuanto este aspecto, es solo referencial, es decir una representación gráfica de las dimensiones, ya que la definición de los detalles estructurales serán de competencia del ingeniero proyectista del puente vehicular encargado de elaborar el expediente técnico.

## RECOMENDACIONES

Para el **dimensionamiento del puente vehicular Cumbaza**, se recomienda lo siguiente:

- El eje del puente debe ser en lo posible perpendicular al eje principal del flujo de agua en el río. Los accesos deben acondicionarse al eje del puente proyectado.
- La luz del Puente no deberá ser menor que el ancho de la sección estable o de equilibrio hidráulico del río Cumbaza, **L = 115.00 m.**
- El nivel mínimo del fondo de la viga que constituye la superestructura o tablero del puente debe ubicarse en los **206.770 msnm.**
- La altura del puente comprendida entre el fondo de la viga que constituye la superestructura o tablero del puente y el nivel del fondo del cauce es de **8.540 m.**
- Desde el punto de vista hidráulico, la profundidad de cimentación mínima es de **7.30**, que corresponde a un nivel de cimentación de **190.930 msnm**, sin embargo este nivel deberá ser verificado mediante los resultados del Estudio Geotécnico que se tendrá que realizar para el puente, prevaleciendo los resultados derivados de dicho estudio en función a la calidad y capacidad portante del suelo de fundación, lo cual deberá ser definido por el Ingeniero Proyectista del puente vehicular.
- En lo que respecta a previsiones durante el proceso constructivo del puente, se deberá tener especial cuidado durante la ejecución de los trabajos de cimentación (considerar obras de desvío de agua) debido a la aparición repentina de caudales mayores a los normales que se originan ante la ocurrencia de precipitaciones caídas en las partes altas de la cuenca colectora (Cerro Escalera) y de los principales tributarios del río Cumbaza, como son, río Cachiyacu, río Shilcayo, río Ahuashiyacu y río Pucayacu, que desembocan o entregan sus aguas al río Cumbaza, aguas arriba de la sección del puente.

- En lo que respecta a las obras de protección para el puente vehicular, éstas deberán estar conformadas por una defensa ribereña, se deberá elaborar el Expediente Técnico a nivel constructivo de tal manera de poder realizar su construcción luego de la construcción del puente, las mismas que deben considerar componentes estructurales para el control de la erosión en la margen izquierda inmediatamente aguas abajo del puente y componentes estructurales para el control de inundaciones en ambas márgenes del río.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABAD QUISPE, F.R.** (2004). "Análisis Hidroeconómico para el diseño de puentes". Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Ayacucho, Perú.
- CAMPAÑA TORO, R.** (2003). "Modelación hidráulica de ríos y canales, puentes y alcantarillas con Hec-Ras". Curso taller. Universidad Nacional de Ingeniería, CISMID. Lima, Perú.
- HEC HMS,** (2006). "HEC-HMS v 3.1 Users Manual". Hydrologic Modeling System. US Army Corps of Engineers -Hydrologic Engineering Center EEUU.
- HIDROCONSULT EIRL (2006)** “Estudio Hidrológico e Hidráulico para el proyecto: “Construcción del Puente Vehicular sobre el río Parapapura” - Loreto, Perú .
- MARTIN VIDE Juan P. (2003).** Las actuaciones en los ríos suscitan gran expectación social, debido a sus beneficios (por ejemplo la lucha contra las inundaciones) y a su impacto ambiental. Este libro es un ensayo de síntesis y racionalización del conocimiento en ingeniería fluvial, a partir de la experiencia docente.
- LEÓN CUBA. A.** (2000). "Socavación alrededor de pilares cilíndricos en lechos no cohesivos". Tesis para obtener el grado de Magíster en Ciencias con mención en Ingeniería Hidráulica. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- MANUAL DE HIDROLOGÍA Y DRENAJE** (Ministerio de Transporte y Comunicaciones 2001. El Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial aprobado mediante Decreto Supremo N° 034 - 2008 - MTC dispone entre otros la implementación del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.
- PEREZ SALAS, Víctor Alberto** (2011) “Estudio y Diseño Hidráulico para proyectos de puentes sobre corrientes de Agua”- Universidad Nacional de San Martín.
- ROCHA ARTURO (2008)** A fin de garantizar la estabilidad de los puentes el ingeniero tiene que participar en una labor multidisciplinaria. Un puente que interactúa con un río es una estructura hidráulica y debe ser concebido y diseñado como tal, de

modo que produzca la menor perturbación posible en el escurrimiento fluvial y, a un costo

**RODRÍGUEZ, H.** Alfonso. Hidráulica Fluvial. Fundamentos y Aplicaciones. Socavación (2010). Colombia. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

**SEURZ ALISSON (2006)** “Dimensionamiento Hidráulico Optimizado de Puentes con Terraplenes” - Universidad de Piura

**TAPIA GONZALES, Bolívar(2009)** “Diseño Estructural del Puente sobre el Canal Internacional Ecuador – Perú” – Universidad Nacional de Chimborazo, Ecuador .

**VEN TE CHOW.** (1994). "Hidráulica de Canales Abiertos" Mc Graw Hill. E hidrología

**VELASCO OCAÑA Marcos M.(2002)** “Investigación Hidráulica y sedimentológica del Tramo Urbano del río Piura” Universidad de Piura. Perú.

**VILLÓN BEJAR. Máximo.** (2011). "Hidrología". Primera edición, Taller de publicaciones del Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.

**ZEGARRA CIQUERO LUIS (2007)** “Análisis y Diseño de Puentes Colgantes” Universidad Católica del Perú

**ANEXOS**

## ANEXO 01: INFORMACION HIDROLÓGICA


Cuadro N°01: Estación HLG Cumbaza Caudales máximos instantáneos (m<sup>3</sup>/s)


ESTACION: HLG CUMBAZA													
Latitud : 06° 26'											Departamento : SAN MARTIN		
Longitud : 76° 23'											Provincia : SAN MARTIN		
Altura : 285 m.s.n.m.											Distrito : MORALES		
CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (m3/seg.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
2001	34.758	95.588	89.929	678.819	952.247	114.822	43.940	33.834	34.906	38.298	183.012	162.197	205.196
2002	83.250	34.889	73.962	41.618	154.787	53.367	96.780	23.817	55.044	57.593	46.970	50.926	64.417
2003	210.700	185.665	33.952	37.789	80.621	62.951	39.407	75.249	24.707	20.755	31.035	211.740	84.548
2004	5.699	46.769	19.734	42.787	100.435	12.983	23.232	58.039	12.163	41.339	44.757	21.101	35.753
2005	39.885	69.839	124.972	77.347	57.440	64.550	91.677	3.856	45.314	93.961	141.290	3.006	67.761
2006	137.093	65.506	123.562	55.384	15.158	52.498	221.990	56.665	19.758	145.416	185.523	52.498	94.254
2007	113.217	6.442	116.254	78.808	177.676	8.337	57.828	26.866	76.565	18.398	85.732	88.104	71.186
2008	61.160	255.459	170.551	105.216	28.916	107.529	12.617	17.819	57.287	53.660	32.977	38.807	78.500
2009	88.273	88.273	75.078	228.594	224.926	75.078	55.459	75.078	151.737	29.575	86.000	40.339	101.534
2010	29.627	82.778	20.507	287.391	47.071	23.071	59.022	5.013	2.733	43.386	97.460	115.805	67.822
2011	38.989	36.463	71.155	25.994	38.993	156.000	85.469	20.510	68.260	56.421	360.773	164.816	93.654
2012	338.113	46.359	462.915	217.359	176.090	64.097	23.798	8.411	54.486	169.052	16.285	273.394	154.197
2013	326.529	82.815	123.959	55.934	219.135	98.267	34.415	133.193	152.668	71.419	179.885	70.070	129.024
<b>PROM</b>	<b>115.946</b>	<b>84.373</b>	<b>115.887</b>	<b>148.695</b>	<b>174.884</b>	<b>68.735</b>	<b>65.049</b>	<b>41.412</b>	<b>58.125</b>	<b>64.559</b>	<b>114.746</b>	<b>99.446</b>	<b>95.988</b>

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

**Caudales máximos Estación HLG – Río Cumbaza**

Tarapoto, 23 abril del 2014





Ing. M.Sc. Felipe Human Solís  
DIRECTOR REGIONAL  
SENAMHI - SAN MARTIN



**ANEXO 02: PANEL FOTOGRAFICO**

**Imagen 1 y 2:** Como podemos la carretera que lleva al Rio Cumbaza donde se emplazara el Puente Vehicular Juan Guerra





**Imagen 3 y 4:** Como podemos observar en la margen Izquierda del Rio Cumbaza donde se emplazará el Puente Vehicular Juan Guerra





**Imagen 5 y 6:** Como podemos observar los pobladores utilizan lancha para cruzar el Rio Cumbaza



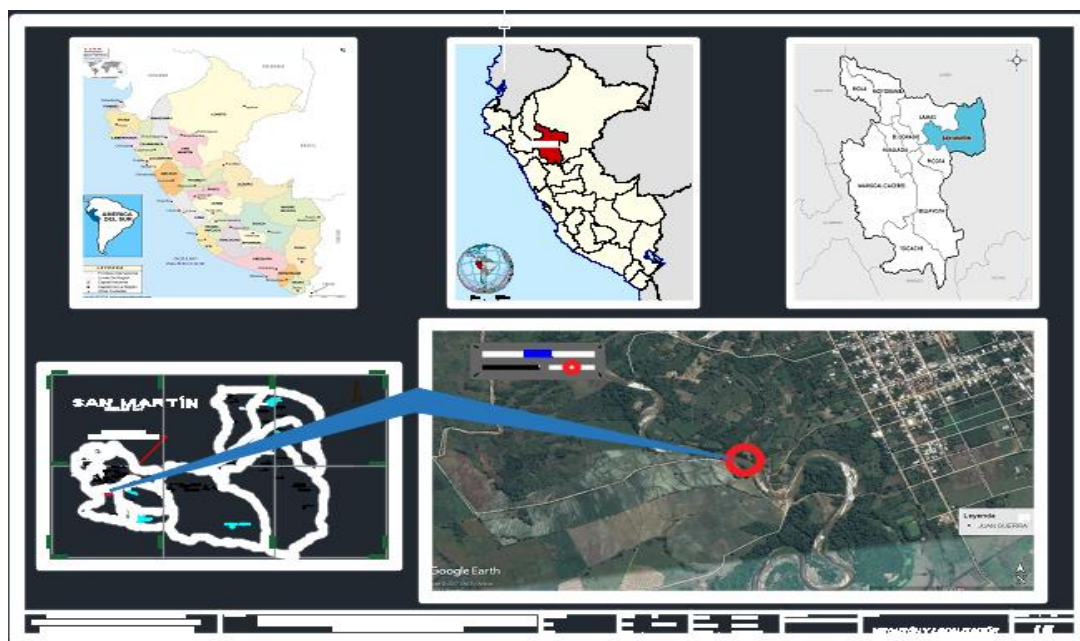


**Imagen 7 y 8:** Como podemos observar al Dr. Ing. José del Carmen Pizarro Baldera en el lugar donde se emplazará el puente vehicular sobre el Rio Cumbaza

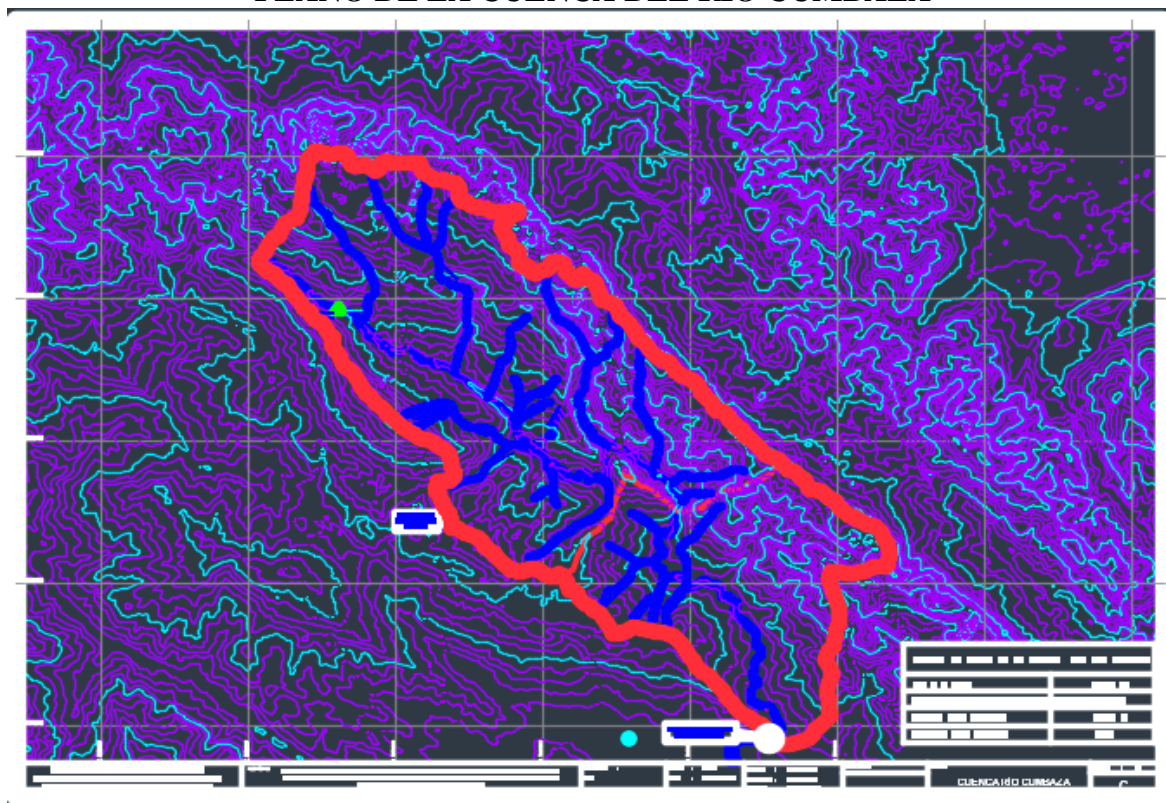


**ANEXO 03: PLANOS**

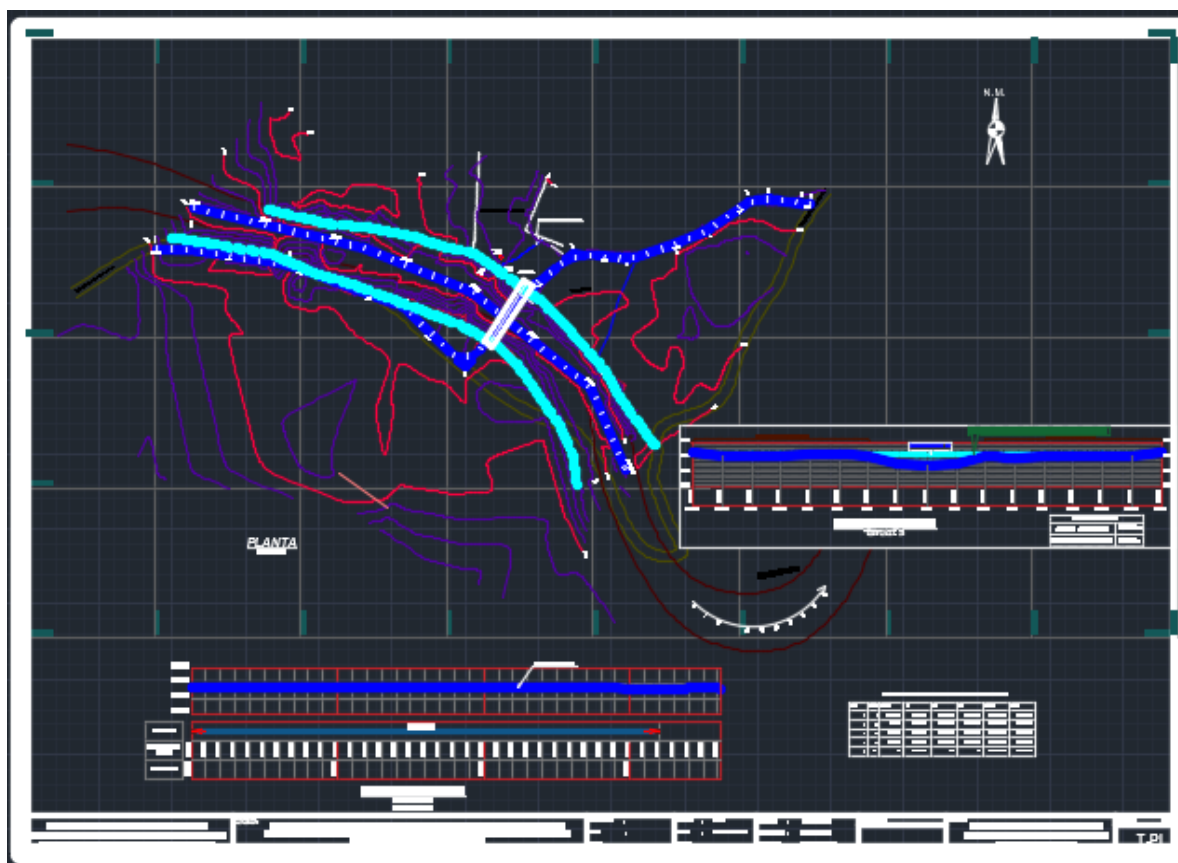
## UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL TRAMO DEL RIO CUMBAZA DONDE SE EMPLAZARÁ EL PUENTE VEHICULAR JUAN GUERRA



*Plano 1:* Ubicación y localización del tramo del río cumbaza donde se emplazará el puente vehicular Juan guerra

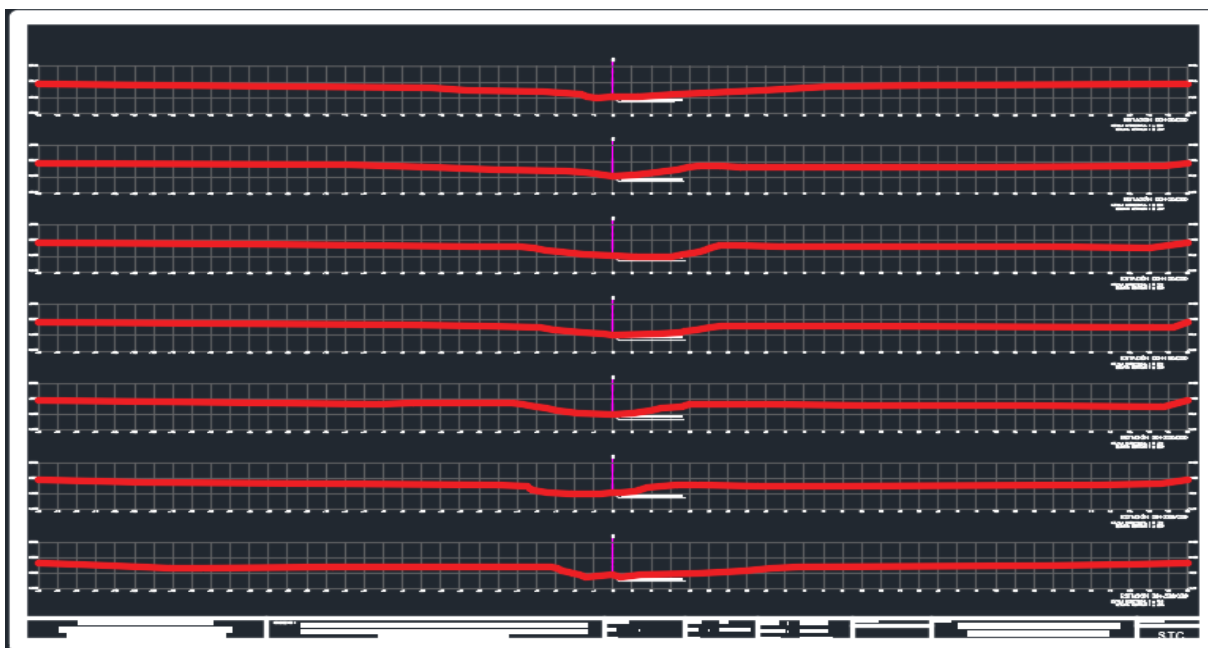
**PLANO DE LA CUENCA DEL RIO CUMBAZA**

*Plano 2:* Cuenca del Rio Cumbaza



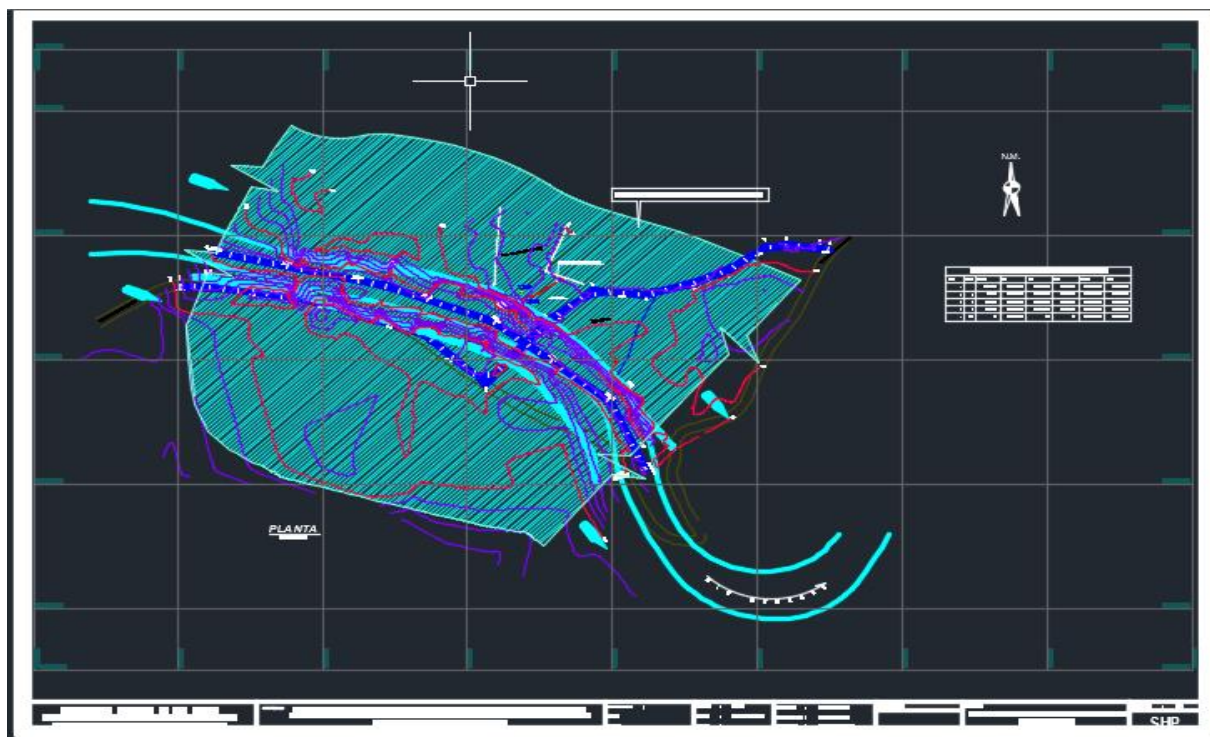
**Plano 3:** Topográfico, perfil longitudinal y sección transversal del cauce en la ubicación del puente

**PLANO DE SECCIONES TRANSVERSALES DEL CAUCE DEL RIO CUMBAZA  
(KM 00+000 AL 00+300)**



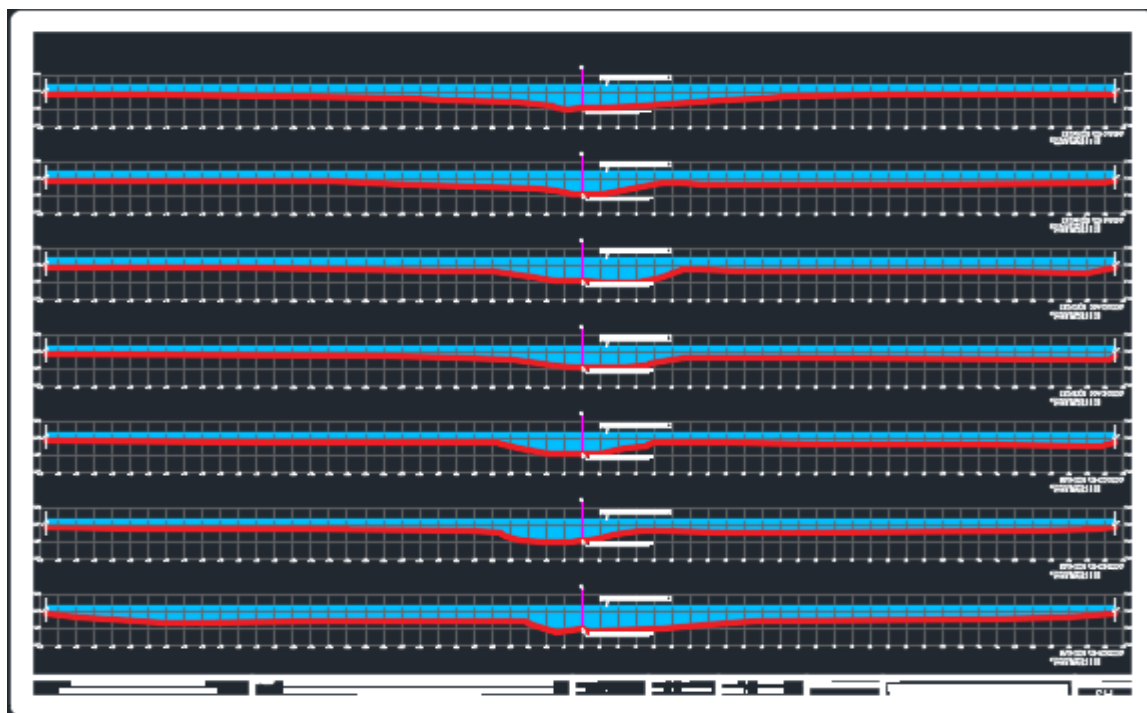
*Plano 4:* Secciones transversales del cauce del rio cumbaza (km 00+000 al 00+300)

## PLANO DE SIMULACION HIDRAULICA PARA LA AVENIDA DE DISEÑO EN PLANTA



*Plano 5:* Simulación hidráulica para la avenida de diseño en planta

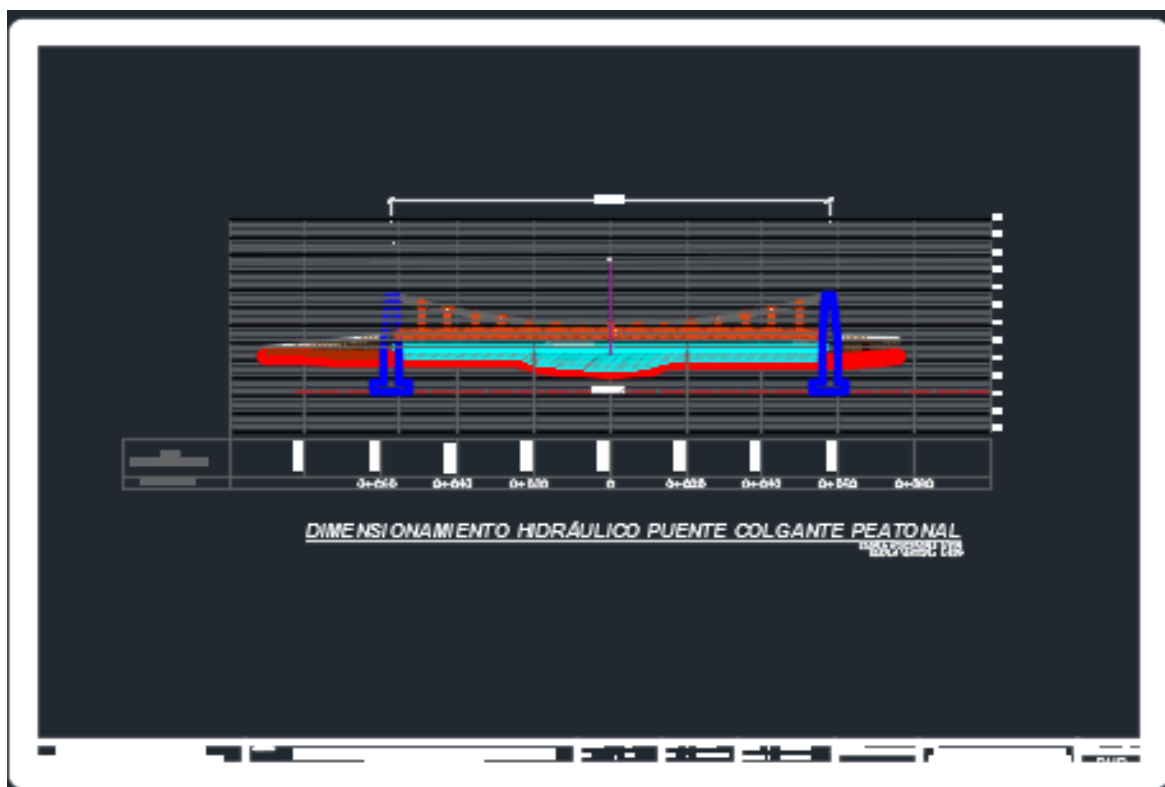
**PLANO DE SIMULACION HIDRAULICA PARA LA AVENIDA DE DISEÑO  
SECCIONES TRANSVERSALES (KM 00+000 AL 00+300)**



*Plano 6:* Simulación hidráulica para la avenida de diseño secciones transversales (km 00+000 al 00+300)



## PLANO DE DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO DEL PUENTE VEHICULAR JUAN GUERRA



*Plano 7:* Dimensionamiento hidráulico del puente vehicular Juan Guerra