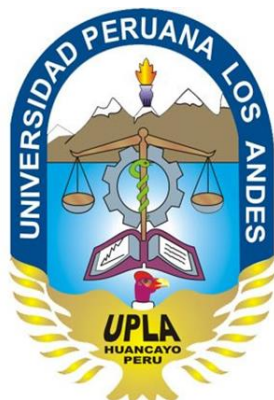


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS,
HUANCAYO 2018.**

Línea de Investigación institucional: Transporte y Urbanismo.

Línea de Investigación de la Escuela Profesional: Estructuras.

PRESENTADO POR:

Bach. JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

Huancayo - Perú

2018

ASESOR

Ing. Javier Amador Navarro Véliz.

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTO

La Investigación la dedico a mis padres quienes fueron los que me dieron su apoyo incondicional, consejos en los momentos difíciles, y por ayudarme con los recursos necesarios para poder estudiar. Me dieron todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi empeño, las cuales con mucha perseverancia y firmeza han hecho de mí una persona con un objetivo fijo.

A mis docentes y amigos por ser partícipes activos en mi formación profesional y en mis valores como persona, por brindarme sus apoyos incondicionales durante toda mi carrera universitaria.

A Dios, por guiar mi camino de vida y darme fuerza para no poder desmayar.

Juan Raúl, PUENTE SALGUERAN

HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO

PRESIDENTE

Dr. Casio Aurelio TORRES LÓPEZ

MIEMBRO

PH.D. Mohamed Mehdi HADI MOHAMED

MIEMBRO

ING. Rando PORRAS OLARTE

MIEMBRO

ING. Nataly Lucia CORDOVA ZORRILLA

SECRETARIO DOCENTE

M. Sc. Miguel Ángel CARLOS CANALES

ÍNDICE

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTO	III
HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO	IV
ÍNDICE.....	V
ÍNDICE DE TABLAS	XI
RESUMEN.....	XVI
ABSTRACT.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XVIII
CAPITULO I.....	1
1.1. Planteamiento del Problema	1
1.2. Formulación del problema.....	3
1.2.1. Problema general	3
1.2.2. Problemas específicos	3
1.3. Delimitación de la investigación	3
1.3.1. Delimitación Espacial.....	3
1.3.2. Delimitación Temporal.....	4
1.3.3. Delimitación Económica	4
1.4. Justificación	4
1.4.1. Justificación Social	4
1.4.2. Justificación Metodológica	4
1.5. Limitaciones	5
1.5.1. De Información.....	5
1.5.2. Técnica.....	5
1.5.3. Económica	5
1.6. Objetivos de la investigación.....	6
1.6.1. Objetivo general	6
1.6.2. Problemas específicos	6
CAPITULO II.....	7
MARCO TEÓRICO	7
2.1. Antecedentes (Nacionales E Internacionales).....	7
2.1.1. Antecedentes Nacionales:.....	7
2.1.2. Antecedentes Internacionales:.....	11

2.2.	Marco Conceptual	16
2.2.1.	Parámetros Geomorfológicos.....	16
2.2.2.	Patrones De Drenaje, Pendientes Y Otras Características Del Drenaje.....	17
2.2.2.1.	Dendrítico	18
2.2.2.2.	Paralelo	19
2.2.2.3.	Enrejado.....	19
2.2.2.4.	Rectangular	20
2.2.2.5.	Radial	20
2.2.2.6.	Anular.....	20
2.2.2.7.	Multicobeta	20
2.2.2.8.	Contorsionado.....	21
2.2.2.9.	Pinado	21
2.2.3.	Sección Transversal Del Cauce	24
2.2.4.	Formas en planta de los cauces	25
2.2.4.1.	Forma de la cuenca.....	26
2.2.5.	Zonificación de las cuencas Hidrográficas.....	28
2.2.5.1.	Zona Vertiente	28
2.2.5.2.	Zona De Piedemonte.....	29
2.2.5.3.	Zona De Llanuras Luviales.....	30
2.2.6.	Parámetros Hidráulicos	32
2.2.6.1.	Control Hidráulico.....	32
2.2.7.	Parámetros Geotécnicos	34
2.2.8.	Geometría del Puente	35
2.2.9.	Socavación	41
2.2.10.	Formas de Socavación	43
2.2.10.1.	Factores Que Afectan La Socavación Local En Pilas.....	43
2.2.11.	Tipos de Socavación	45
2.2.11.1.	Socavación General.....	45
2.2.11.2.	Socavación general en cauces definidos	48
2.2.11.2.1.	Suelos cohesivos homogéneos.....	48
2.2.11.2.2.	Suelos no cohesivos homogéneos	52
2.2.11.2.3.	Suelos no homogéneos.....	54

2.2.11.2.4.	Socavación general en causas no definidos	54
2.2.11.2.4.1.	Suelos homogéneos cohesivos y no cohesivos	54
2.2.11.2.4.2.	Suelos heterogéneos cohesivos y no cohesivos	56
2.2.11.2.5.	Socavación transversal	56
2.2.11.2.6.	Socavación en una curva	58
2.2.11.2.7.	Socavación local	60
2.2.11.2.7.1.	Socavación al pie de las pilas de puente.....	60
2.2.11.2.8.	Socavación al pie de estribos y espolones	73
2.2.11.2.8.1.	Método de colorado state university (CSU) para cálculo de la socavación local.	75
2.2.11.2.8.2.	Ecuación de froehlich para la estimación de la socavación en una pila.	80
2.2.11.2.8.3.	Método de Field	81
2.2.11.2.8.4.	Método de Liu y Alia	83
2.2.11.2.8.5.	Método de Artamanov	84
2.2.11.2.8.6.	Método de froehlich para socavación en estribos.....	86
2.2.11.2.8.7.	Ecuación de Hire para socavación en estribos.....	88
2.2.11.2.9.	Cálculo De La Forma De Socavación	89
2.2.11.2.10.	Cálculo De La Socavación General Por Contracción	91
2.2.11.3.	Efecto de la cimentación sobre la socavación local en estriboS-	95
2.2.11.4.	Efecto del tipo y localización de la cimentación sobre la socavación local	98
2.2.11.5.	Modelos Matemáticos	100
2.2.11.5.1.	Modelos Hidrológicos.....	100
2.2.11.5.1.1.	Modelos Hidráulicos.....	101
2.3.	Definiciones de términos.....	105
2.4.	Hipótesis	107
2.4.1.	Hipótesis general	107
2.4.2.	Hipótesis especifica	107
2.5.	Variables	108
2.5.1.	Operacionalización de las variables.....	108
2.5.1.1.	Definición conceptual de las variables.	108

CAPITULO III	110
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	110
3.1. Método de investigación	110
3.2. Tipo de investigación	110
3.3. Nivel de investigación	111
3.4. Diseño de la investigación	111
3.5. Población y muestra	111
3.6. Técnicas y/o instrumentos de recolección de datos	111
3.6.1. La técnica de recolección de datos	112
3.6.2. Instrumentos recolección de datos	112
3.7. Técnicas y análisis de datos	112
3.8. Procedimiento de la investigación	113
3.8.1. Fase de planteamiento y organización (pre campo)	113
3.8.2. Fase de trabajo de campo o recolección de datos	113
3.8.3. Fase de gabinete	114
3.8.4. Informe de investigación	114
CAPITULO IV	115
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	115
4.1. Delimitación del Sistema	115
4.2. Aspectos Generales de los estudios básicos de Ingeniería	116
4.2.1. Localización	116
4.2.2. Descripción de la zona de Estudio	118
4.2.3. Clima	119
4.2.3.1. Temperatura Media Anual	119
4.2.3.2. Precipitación Media Anual	120
4.2.4. Geomorfología	120
4.2.5. Geología	121
4.3. Procesamiento de Resultados obtenidos	122
4.3.1. Topografía	122
4.3.1.1. Levantamiento Topográfico	122
4.3.1.2. Batimetría	123
4.3.1.3. Interpolación de datos Obtenidos	127
4.3.2. Hidrología	128

4.3.2.1.	Precipitación	129
4.3.2.2.	Parámetros de la Cuenca	129
4.3.2.3.	Calculo de Caudal de Diseño	129
4.3.2.4.	Resultados y Comentarios.....	136
4.3.3.	Geotecnia.....	136
4.3.3.1.	Extracción y Muestreo.....	137
4.3.3.2.	Ensayo de Laboratorio.....	141
4.3.4.	Geometría del Puente	148
4.3.4.1.	Dimensiones en planta y elevación del Puente.	151
4.3.5.	Hidráulica en el Cruce del Puente	153
4.3.5.1.	Distribución de Velocidades.....	154
4.3.5.2.	Rugosidad del Canal	154
4.3.6.	Modelación hidráulica de socavación con HEC-RAS V5.0.4	157
4.3.6.1.	Ingreso de datos.	158
4.3.6.1.1.	Datos Topográficos.....	158
4.3.6.1.2.	Datos Geotécnicos.....	160
4.3.6.1.3.	Datos Hidrológicos	160
4.3.6.1.4.	Datos Hidráulicos.....	161
4.3.6.1.5.	Geometría del puente	161
4.3.6.2.	Procesamiento de datos.....	164
4.3.6.2.1.	Fraccionamiento de la Selección.....	164
4.3.6.2.2.	Cálculos Hidráulicos a la socavación.....	165
4.3.6.2.3.	Cálculos de factores de socavación.....	170
4.3.6.3.	Resultados de la Modelación.....	173
4.3.6.3.1.	Profundidad de Socavación para $Qt_{100}=1775 \text{ m}^3/\text{s}$	173
4.3.6.3.2.	Profundidad de Socavación para $Qt_{500}=2143 \text{ m}^3/\text{s}$	174
4.3.6.3.3.	Ajuste y validación del modelo Hidráulico	176
CAPITULO V		185
5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.	185
5.1.	Prueba de Hipótesis general	185
	Ilustración 87.- Cuadro representativo al cálculo de la socavación.....	186
5.1.1.	Prueba Hipótesis específico A.	186
	Ilustración 88.- Calculo representativo de la velocidad de flujo en los estribos.	187

5.1.2.	Prueba Hipótesis específico B.....	187
5.1.3.	Prueba Hipótesis específico C.	189
	CONCLUSIONES	190
	RECOMENDACIONES.....	192
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	193
	ANEXOS.....	195

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Coeficiente de Contracción (u) en pilas de puente.....	52
Tabla 2.- Valores de Vne para suelos cohesivos, m/s. H=1 m.....	55
Tabla 3.- Valores de Vne para suelos no cohesivos, m/s. H=1 m.....	56
Tabla 4.- Coeficientes Ei para el cálculo de la socavación en curvas.	59
Tabla 5.- Método de Larras, Factor de corrección (Kx) por forma de la pila	63
Tabla 6.- Método de Larras. Factor de corrección (Ky) por ángulo de ataque de la corriente... 64	
Tabla 7.- Método de arunachalam. Factor de corrección por la forma de la nariz de la pila (ks).	69
Tabla 8.- Diámetros equivalentes d85 para suelos cohesivos. Método de Yaroslavtziev.	72
Tabla 9.- Método de field de corrección por la forma de los estribos.....	74
Tabla 10.- Método de field. Factor de corrección por la posición del estribo en el cauce (Kb). 74	
Tabla 11.- Factor de corrección K1 por la forma de la nariz de la pila.....	76
Tabla 12.- Factor de corrección K2 ángulo de ataque de la corriente.	77
Tabla 13.- Factor de corrección K3 por condiciones de lecho	77
Tabla 14.- Método de field. Factor de corrección por la forma de los estribos.	82
Tabla 15.- Método de Field. Factor de corrección por la posición del estribo en el cauce (Kb). 82	
Tabla 16.- Coeficiente Pq en función del ángulo α que forma el eje de la obra con la dirección de la corriente.	86
Tabla 17.- Coeficiente Pq en función de la relación de caudales Q1/Q o Q2/Q.....	86
Tabla 18.- Coeficiente P_R en función del talud R de los lados de la obra	86
Tabla 19.- Coeficiente por forma de estribo	88
Tabla 20.- Socavación General,, segundo tanteo Socavación en los estribos	93
Tabla 21.- Balance anual global de agua en el planeta	100
Tabla 22.- Preoperacionalización de la Variable	109
Tabla 23.- Caudales históricos del rio Mantaro. Estación Puente Stuart. ElectroPeru (2005) .	130
Tabla 24.- Valores de $VN\alpha\sigma_m$ en función de ϕ Paviet (1964).....	132
Tabla 25.- Valores Yn y σ_N en función de N, Paviet (1964).	133
Tabla 26.- Calculo de caudal de Diseño método de Gumbel..	134
Tabla 27.- Caudales Máximos Históricos.	135
Tabla 28.- Estudio definitivo de Ingeniería Puente Comuneros.	135
Tabla 29.- Resumen de Caudales para cada año de retorno.	136
Tabla 30.- Resultados para el análisis de socavación.....	146
Tabla 31.- Resultados del ensayo de la granulometría y los límites de Attemberg.....	147
Tabla 32.- Clasificación del tipo de suelo.	148
Tabla 33.- Diversos Factores para el coeficiente n. Cowan. 2001	155
Tabla 34.- Tabla del valor K1 dada por laursen.....	170

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.- Delimitación de cuenca hidrográfica	18
Ilustración 2.- Patrones de drenaje típicos de las zonas montañosas. Pueden ocurrir a escalas variables (Howard, 1967).	23
Ilustración 3.- Socavación general en cauces definidos. Variación de la velocidad media real de la corriente con la profundidad	49
Ilustración 4.- Socavación general en cauces definidos. Determinación del ancho efectivo	52
Ilustración 5.- Socavación en pilas de puentes. Método de Larras. Formas corrientes de pilas.	65
Ilustración 6.- Socavación en pilas de puentes. Método de Yaroslavtziev.	72
Ilustración 7.- Método de field. Factor de corrección por la posición del estribo en el cauce (Kb).	82
Ilustración 8.- Método de Field. Factor de corrección para el ángulo de ataque (K0)	83
Ilustración 9.- Método de Artamanov. Interceptación del flujo por los estribos dentro del canal.	85
Ilustración 10.- Factor de corrección K2' por orientación del estribo.	89
Ilustración 11.- Cuenca del Mantaro.....	117
Ilustración 12.- Vista de Planta del Puente Comuneros.....	117
Ilustración 13.- Cuadro de temperaturas Mínimas y Máximas en el valle del Mantaro	120
Ilustración 14.- Ubicación del puente Comuneros.....	122
Ilustración 15.- Punto de estacionamiento para el levantamiento topográfico.....	123
Ilustración 16.- Esquema de la batimetría.	124
Ilustración 17.- Levantamiento topográfico - batimetría de la secciones transversales – aguas arriba.	124
Ilustración 18.- Toma de puntos para las Secciones transversales de la batimetría – aguas abajo.....	125
Ilustración 19.- Toma de puntos para la secciones transversales aguas abajo.	125
Ilustración 20.- Toma de puntos de la secciones transversales aguas arriba.	126
Ilustración 21.- Toma de la Secciones Transversales.	126
Ilustración 22.- Resultado de la Batimetría.....	127
Ilustración 23.- Secciones interpoladas AutoCAD civil 3D.	128
Ilustración 24.- Ubicación de la extracción de la muestra.	137
Ilustración 25.- Extracción de la muestra Calicata	138
Ilustración 26.- Extracción de la muestra Calicata	138
Ilustración 27.-Extracción de Muestras de las calicatas.	139
Ilustración 28.- Extracción de material de las calicatas.	139
Ilustración 29.- Distribución granulométrica Margen Izquierda del cauce del rio Mantaro. ...	140
Ilustración 30.- Distribución granulométrica Margen derecha del cauce del rio Mantaro.	140
Ilustración 31.- Secado del material a una T°=110°C en el laboratorio de Geovicon.	141
Ilustración 32.- Secado del material en el horno a una temperatura T°=110° en el laboratorio de Geovicon.	142
Ilustración 33.- Ensayo de Peso específico del material granular que se extrajo y se evaluó en el laboratorio de Geovicon.	142
Ilustración 34.- Secado del material a una T°=110°C en el laboratorio de Cisacperu.....	143
Ilustración 35.- Limite Plástico del material.....	143

Ilustración 36.- Proceso de tamizaje de la muestra extraída en el laboratorio Geovicon.....	144
Ilustración 37.- Pesado de la muestra luego del tamizaje en el laboratorio Geovicon.	144
Ilustración 38.- Proceso de tamizaje de la muestra extraída en el laboratorio Cisacperu.	145
Ilustración 39.- Pesado de la muestra luego del tamizaje en el laboratorio Cisacperu.....	145
Ilustración 40.- Se aprecia toda la geometría del Puente Comuneros.	150
Ilustración 41.- Geometría del Puente.....	151
Ilustración 42.- Detalle de planta del puente.	152
Ilustración 43.- Elevación y corte del puente.....	152
Ilustración 44.- Detalle de elevación del estribo.....	153
Ilustración 45.- Detalle de planta del estribo.....	153
Ilustración 46.- Sección de aforo.....	157
Ilustración 47.- Datos topográficos en planta en HEC-RAS V5.0.4.....	158
Ilustración 48.- Coordenadas de cada sección transversal importados del AutoCAD civil 3D .	159
Ilustración 49.- La sección transversal importado del AutoCAD Civil 3D, que se encuentra ubicado a la altura del puente donde se realizara la modelación de socavación en los estribos.	159
Ilustración 50.- Ingreso de parámetros geotécnicos al programa, tales como el D50 y D95. ..	160
Ilustración 51.- Ingreso de los diferentes caudales de diseño al programa HEC-RAS V5.0.4 ...	161
Ilustración 52.- Ingresamos la pendiente del rio al programa HEC-RAS V5.0.4.....	161
Ilustración 53.- Ingreso de los datos geométricos del puente al programa HEC- RAS V5.0.4. .	162
Ilustración 54.- Ingreso de los datos geométricos del pilar N°1 del puente.....	162
Ilustración 55.- Ingreso de los datos geométricos del pilar N°2 del puente.....	162
Ilustración 56.- Ingreso de los datos geométricos del estribo N°1 del puente.....	163
Ilustración 57.- Ingreso de los datos geométricos del estribo N°2 del puente.....	163
Ilustración 58.- Sección transversal del cauce a la altura del puente donde se ve el detalle del pilar, los estribos y la superestructura. Tr=100 años.....	163
Ilustración 59.- Sección transversal del cauce a la altura del puente donde se ve el detalle del pilar, los estribos y la superestructura. Tr=500 años.....	164
Ilustración 60.- Fraccionamiento de la sección transversal del rio Mantaro.....	164
Ilustración 61.- Distribución por tramos del promedio de las velocidades en la sección transversal.....	165
Ilustración 62.- Resumen de los cálculos hidráulicos T=100 años.	166
Ilustración 63.- Resumen de los cálculos hidráulicos T=500 años.	167
Ilustración 64.- Altura del tirante para el caudal de diseño Qd=1775m ³ /s.....	167
Ilustración 65.- Altura del tirante para el caudal de diseño Qd=2143m ³ /s.....	168
Ilustración 66.- Perfil longitudinal del espejo de agua para los diferentes caudales.....	168
Ilustración 67.- Variación de la velocidad a lo largo del Rio Mantaro para los diferentes caudales.	169
Ilustración 68.- Curva caudal vs el tirante máximo a la altura BR U del puente.....	169
Ilustración 69.- Curva caudal vs el tirante máximo a la altura BR D del puente.....	170
Ilustración 70.- Ingreso de los parámetros geotécnicos para desarrollar la modelación en la socavación por contracción.	171
Ilustración 71.- Ingreso de factores que intervienen en el proceso de socavación local de los estribos tr=100 años.	172

Ilustración 72.- Ingreso de factores que intervienen en el proceso de socavación local de los estribos tr:500 años.	172
Ilustración 73.- Grafica de la socavación para un Tr= 100 años.....	175
Ilustración 74.- Grafica de la socavación para un Tr= 500 años.....	175
Ilustración 75.- Resultado de la variación de la socavación total en la base del estribo izquierdo del puente Comuneros para los diferentes caudales de diseño para el Tr=100 años	176
Ilustración 76.- Resultado de la variación de la socavación total en la base del estribo derecho del puente Comuneros para los diferentes caudales de diseño para el Tr=100 años.	177
Ilustración 77.- Resultado de la variación de la socavación total en la base del estribo izquierdo del puente Comuneros para los diferentes caudales de diseño para el Tr=500 años.	178
Ilustración 78.- Resultado de la variación de la socavación total en la base del estribo derecho del puente Comuneros para los diferentes caudales de diseño para el Tr=500 años.	178
Ilustración 79.-Curva de la variación de la socavación local a medida que varía la velocidad en el cauce del rio Mantaro a la altura del estribo izquierdo Tr=100 años.	179
Ilustración 80.- Curva de la variación de la socavación local a medida que varía la velocidad en el cauce del rio Mantaro a la altura del estribo derecho Tr= 100 años	179
Ilustración 81.- Curva de la variación de la socavación local a medida que varía la velocidad en el cauce del rio Mantaro a la altura del estribo izquierdo Tr=500 años.	180
Ilustración 82.- Curva de la variación de la socavación local a medida que varía la velocidad en el cauce del rio Mantaro a la altura del estribo derecho Tr= 500 años.	180
Ilustración 83.- Grafica del tirante aguas arriba vs la socavación local en el estribo izquierdo para un Tr= 100 años.	181
Ilustración 84.- Grafica del tirante aguas arriba vs la socavación local en el estribo derecho para un Tr= 100 años.....	181
Ilustración 85.- Grafica del tirante aguas arriba vs la socavación local en el estribo izquierdo para un Tr= 500 años.	182
Ilustración 86.- Grafica del tirante aguas arriba vs la socavación local en el estribo derecho para un Tr= 500 años.....	182
Ilustración 87.- Cuadro representativo al cálculo de la socavación.....	186
Ilustración 88.- Calculo representativo de la velocidad de flujo en los estribos.	187

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo, PUENTE SALGUERAN, Juan Raúl, estudiante de la Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Peruana Los Andes, Identificado con DNI N°70807951, habiendo concluido la tesis titulada “**SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS HUANCAYO 2018**”

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis es de mi auditoria.
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 presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De identificarse fraude (datos falsos), plagio (información sin citar a autores), auto plagio (presentar como nuevo algún trabajo de investigación propio que ya se ha sido publicado), piratería (uso ilegal de información ajena) o falsificación (representar falsamente las ideas otros), asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Peruana Los Andes.

Huancayo, diciembre de 2018.

PUENTE SALGUERAN, Juan Raúl.
D.N.I. 70807951

RESUMEN

En esta investigación se ha planteado como problema general: ¿Cómo influye la socavación en la estabilidad de los estribos del puente comuneros, Huancayo 2018?, el objetivo general fue: Determinar cómo influye la socavación en los estribos del puente comuneros y la hipótesis general que se contrastó fue: “La socavación influye negativamente en la estabilidad de los estribos del puente comuneros”.

El método de investigación fue el científico y el método específico el cuantitativo, el tipo de investigación fue Aplicada, nivel Descriptivo - Correlacional, diseño de investigación: Experimental. La población está constituida por todos los puentes que tienden a ser socavados por el cauce del río Mantaro, para el análisis se utilizó una muestra no aleatoria o dirigida que consiste en la socavación de los estribos del Puente Comuneros.

La principal conclusión del estudio fue: Con el respectivo modelamiento del HEC-RAS influye negativamente en la estabilidad del Puente Comuneros. Demostrándose así, para los diferentes caudales, de 1775 m³/s se obtuvo una profundidad de socavación en el estribo izquierdo de 19.34 m. y en el estribo derecho una profundidad de socavación de 10.55 m. para un periodo de retorno de 100 años. Asimismo, los valores de la socavación para el caudal 2143 m³/s se obtuvo una profundidad de socavación en el estribo izquierdo de 21.19 m. y en el estribo derecho una profundidad de socavación de 12.34 m. para un periodo de retorno de 500 años.

PALABRAS CLAVES: Socavación, estabilidad, estribos y puentes.

ABSTRACT

In the present investigation, the following general problem has been raised: How does undermining affect the footbridges of the community bridge, Huancayo 2018?, the general objective being: To determine how the undermining of the stirrups of the community bridge affects the general hypothesis: " The undermining negatively affects the stability of the stirrups of the commoners bridge ".

The type of research is Applied, Descriptive level, research design: Causal - Correlational, the research method is scientific and the specific method is quantitative. The population is constituted by all the bridges that tend to be undermined by the Mantaro River, for the analysis a non-random or directed sample was used, which consists of the undermining of the stirrups of the community bridge.

The main conclusion of the study is: Hydrological study and the respective modeling of the HEC-RAS negatively influences the stability of the Puente Comuneros. Thus showing, for the different flows, of 1775 m³ / s, a scour depth is obtained in the left abutment of 19.34 m. and in the right abutment a scour depth of 10.55 m. for a return period of 100 years. Likewise, the values of the scour for the flow 2143 m³ / s, a scour depth is obtained in the left abutment of 21.19 m. and in the right abutment a scour depth of 12.34 m. for a return period of 500 years.

Keywords: Scour, stability, abutments and bridges.

INTRODUCCIÓN

En la presente investigación trata sobre el estudio de la socavación de los estribos del Puente Comuneros. Asimismo, los estudios preliminares inician con la caracterización de la zona a intervenir, realizando el levantamiento topográfico y batimetría para determinar la geomorfología completa de la zona in situ para lograr obtener la pendiente, secciones transversales. El proceso continúa con el estudio geotécnico y fotométrico de las muestras extraídas de los lechos del río Mantaro las cuales fueron trasladadas al laboratorio para los ensayos de peso específico y análisis granulométrico, con la obtención de los resultados geotécnicos podemos determinar la rugosidad del canal empleando la fórmula de Rugosidad equivalente, obteniendo el cálculo del caudal máximo para lo cual se necesitó un estudio Hidrológico para obtener los registros históricos de caudales de la estación pluviométrica del puente Stuart y de temperatura de la estación Co viques. Utilizando la fórmula de Gumbel para cálculo de los caudales máximos para un tiempo de retorno de 100 y 500 años basándose en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje publicado el 3 de enero del 2012 por el ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Asimismo, obtenidos los parámetros geomorfológicos de la cuenca, la caracterización de la zona y la geometría de la estructura, se procedió con el modelamiento en el programa HEC – RAS.

El propósito de esta investigación es determinar la profundidad de socavación en los estribos del puente comuneros, para lo cual se utilizaron los parámetros

de Topografía, batimetría, geotécnicos, hidráulicos y la geometría del puente en la socavación general del puente.

El desarrollo de esta investigación está conformado por cinco capítulos:

En el capítulo I.- Se desarrolla el planteamiento de la investigación, en donde se explica los problemas, justificación, delimitaciones, limitaciones y objetivos de la investigación.

En el capítulo II.- Se presenta el marco teórico que menciona las consideraciones teóricas que son de mayor importancia para poder explicar el fenómeno que ocurre en la socavación, Asimismo, se encuentra el desarrollo de la hipótesis y la operacionalización variables.

En el capítulo III.- Se desarrolla la metodología de la investigación donde explica el método de investigación, tipo de investigación, nivel de investigación, diseño de investigación, población y muestra.

En el capítulo IV.- Se presenta el desarrollo de los resultados de la investigación.

En el capítulo V.- Se presenta el desarrollo de discusión de resultados.

Finalmente, se presenta las conclusiones, recomendaciones, las referencias bibliográficas y los respectivos anexos de la presente investigación.

Bach. Juan Raúl Puente Salguera.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Planteamiento del Problema

EL ingeniero civil es aquel profesional que se dedica al diseño, elaboración de expedientes técnicos, ejecución y conservación de obras públicas y privadas tales como: puentes, edificios, canales de irrigación, carreteras, sistemas de saneamiento, etc.

Para lo cual en la presente investigación se desarrolla en la rama de ingeniería civil especialista en Estructuras e Hidráulica, que se ocupa en el cálculo de los elementos estructurales que componen un puente, edificación, y edificios.

El Perú en los últimos años, ante el aumento de las precipitaciones pluviales e incremento de los caudales en los diferentes ríos a nivel nacional que han sido transmitidos en noticias. Dichos puentes han sufrido diversas fallas por socavación en los estribos e incluso algunos puentes han llegado a colapsar, como es el caso de los 3 puentes sobre el río Huaura.

Según estudios a nivel mundial y las experiencias vividas en el Perú, se conoce que el problema más común encontrado en la falla de puentes proviene del comportamiento hidráulico de los ríos y quebradas; por tal motivo la socavación debe merecer mayor atención e importancia. Hay que tener en cuenta que el Perú es un país en el cual los efectos de las avenidas provocadas por el fenómeno de El Niño son secuenciales y causan enormes daños.

Estos fenómenos de la naturaleza nos llevan a profundizar temas de gran importancia en la infraestructura de puentes, que ayudarán a solucionar dichos problemas de gran interés para la población afectada por dichos fenómenos. El valle del Mantaro reporta emergencias por parte de Provias Nacionales dentro de la Región Junín, el cual puede causar grandes daños económicos, pérdidas humanas y destrucción de las vías de comunicación como carreteras, tranvías, aeropuertos y puentes ya que sin ellos no podríamos llegar a lugares inaccesibles.

El cálculo de socavación debe ser aplicado en puentes antes, durante y después de la construcción de una manera correcta, para así poder mitigar problemas de socavación que se presentan en los estribos que dañan las estructuras forzando a dichos elementos a superar sus condiciones globales de un puente y de esa manera llegar a las fallas para posteriormente al colapso.

Asimismo, el cálculo de la socavación es un factor gobernado por influencia de las mareas y la acción erosiva del agua, pues dicho efecto induce la socavación. Se toleran códigos para clasificar la estabilidad de un puente, siempre que en la

evaluación de los elementos y componentes se tomen las medidas necesarias para evitar efectos en el paso creciente que puedan afectar la integridad y estabilidad de la estructura.

El problema que se presenta es la falta de parámetros en la socavación para puentes. Las causas que se encontraron son: No contar con formas de medición que afectan a los tipos de socavación en aguas claras, lecho móvil, socavación general, socavación local en estribos, cálculos ineficientes y falta de presupuesto. Como consecuencia se puede mencionar: Tipo de socavación, falla de estabilidad.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cómo influye la socavación en la estabilidad de los estribos del puente comuneros, Huancayo -2018?

1.2.2. Problemas específicos

- a. ¿Cómo interviene la velocidad de flujo en la socavación de los estribos en el puente comuneros?
- b. ¿Cuál es la profundidad de la socavación en los estribos del puente comuneros?
- c. ¿Qué tipos de socavación presenta los estribos del puente comuneros?

1.3. Delimitación de la investigación

1.3.1. Delimitación Espacial

Frente a la problemática de nuestra Región Junín donde existen puentes que no son diseñados con un correcto cálculo de socavación. Es por ello, que la presente investigación se desarrolla en el Puente Comuneros ubicado en la

prolongación de la Av. Leoncio Prado cuya ruta comunicara a la Provincia de Huancayo (distrito de Chilca) con la provincia de Chupaca (distrito de 3 de diciembre). La presente investigación se desarrollará en el presente año 2018, en la Provincia de Huancayo en el Departamento de Junín.

1.3.2. Delimitación Temporal

El problema se delimitó temporalmente a los aspectos normativos vigentes durante el desarrollo de la investigación; siendo el Perú un país propenso a sufrir sismos severos, la normativa ha sido cambiante en torno a las consideraciones sísmicas durante el periodo de desarrollo de la presente tesis. Factores como éstos fueron la adecuación al año 2017 de la Norma E.030 en su versión 2016, y el pasar a una próxima adecuación en su estandarización a la versión 2018.

1.3.3. Delimitación Económica

La problemática se delimitó económicamente en los ensayos y estudios durante el desarrollo de la investigación; puesto que el financiamiento fue mediante un banco ya que demandaba mayor gasto.

1.4. Justificación

1.4.1. Justificación Social

Esta investigación ayudará a solucionar un problema real de socavación que ocasionan daños a la transitabilidad vehicular y peatonal. Se realizara conocimientos de cálculos en los cauces donde se enfoca la socavación y protección de puentes, y prevenir construcciones que no garantizan ninguna seguridad para los vehículos y las personas que las transitan.

1.4.2. Justificación Metodológica

La aplicación de los instrumentos de investigación va servir para compilar los resultados de los estudios, con lo cual se puede ser partícipe a las demás Regiones del país, que aún no han incursionado en el control del cálculo de la socavación de los estribos antes, durante y después de la construcción de los puentes mediante las disposiciones del Manual de Puentes 2014 actual y algunas inclusiones de la nueva propuesta de la Inspección de Puentes, puesto que referencias Internacionales aseguran y reportan que el control de la socavación es perenne en las construcciones de los puentes.

1.5. Limitaciones

1.5.1. De Información

El investigador desarrolló el proyecto de investigación con la limitación de las tablas de caudales máximos del río Mantaro ya que solo se obtuvo hasta el año 2004 y no se pudo obtener hasta el año 2018 por lo que esta malograda la estación hidrométrica del Puente Stuart.

1.5.2. Técnica

El Tesista desarrolló la presente investigación, donde el estudio de la batimetría tuvo como limitaciones la toma de datos con un barco a motor ya que sería más exacto la obtención de cotas en nuestro levantamiento topográfico.

1.5.3. Económica

Una de las limitaciones de la presente investigación se centra en la realización del estudio de batimetría completa con todas las características de proyectos de gran envergadura económica y la utilización de las instalaciones de los laboratorios certificados por el INACAL (Instituto Nacional de Calidad). Por tanto, se realizaron ensayos y procedimientos de ingeniería los cuales son

accesibles a nuestra necesidad y realidad, pero cumpliendo la normativa respectiva.

1.6. Objetivos de la investigación

1.6.1. Objetivo general

Determinar cómo influye la socavación en la estabilidad de los estribos del puente comuneros, Huancayo – 2018.

1.6.2. Problemas específicos

- a. Determinar cómo interviene la velocidad de flujo en la socavación de los estribos en el puente comuneros.
- b. Evaluar cuál es la profundidad de la socavación en los estribos del puente comuneros.
- c. Identificar qué tipos de socavación presenta los estribos del puente comuneros.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes (Nacionales E Internacionales)

2.1.1. Antecedentes Nacionales:

Tesis, Socavación Al Pie De Estribos De Puentes En Lechos No Cohesivos, por Venegas Espinoza Zósimo, de la Universidad Nacional de Ingeniera (2011), quien sustenta: Los ensayos permitieron visualizar el proceso de socavación en diferentes formas de estribos, observándose formas diferentes de foso y diferente ubicación de máxima profundidad de socavación; para estribos trapezoidales o estribos con alas, la máxima profundidad de socavación ocurre en el lado frontal del estribo, en estribos rectangulares en el lado lateral del estribo a la entrada del agua y en estribos cilíndricos al inicio del lado frontal del estribo.

El análisis de la influencia de los parámetros fundamentales en el fenómeno de la socavación, permitió comprobar experimentalmente que los parámetros d , Y , S , g , U , L , Y_s , θ y forma tienen gran influencia en la socavación, además se sabe por teoría de transporte de sedimentos que los parámetros fundamentales ρ , ρ_s también tienen gran influencia en la socavación, por tanto estos parámetros están considerados con variables en la fórmula propuesta $Y_s/L = K_1(YFr/d \Delta)K^2$

en el presente estudio para estimar la profundidad de socavación al pie de estribos de puentes (Venegas, 2011).

Al comparar el resultado del presente estudio con los métodos más usuales, se ha encontrado resultados dispersos en la mayoría de los ejemplos, las diferencias más notorias se deben a que los métodos no toman en cuenta todos los parámetros que influyen en la socavación. Es así que según Melville (Uno de los métodos que considera solo para valores de $L/d50 \leq 25$). Sin embargo, en el presente estudio se ha comprobado la influencia del tamaño del sedimento para valores de $L/d = 40$ y 420 . Asimismo, el ancho del foso de socavación según Laursen es $C = 2.75Ys$, mientras en el presente estudio se ha obtenido un valor promedio de $C = 1.57Ys$ (Venegas, 2011).

El programa HEC-RAS permite al usuario seleccionar la ecuación de HIRE o FROEHLICH para calcular la profundidad de socavación al pie de estribos de puentes, o por defecto el programa selecciona automáticamente teniendo en cuenta los valores de la relación Longitud de estribo entre tirante de flujo (L/Y). Cuando L/Y es mayor que 25, el programa selecciona automáticamente la ecuación de HIRE y cuando el valor de L/Y es menor o igual que 25, selecciona la ecuación de FROEHLICH. De los ejemplos de aplicación, se concluye que los valores de profundidad de socavación calculados con la ecuación de FROEHLICH arrojan profundidades hasta 50% mayores (Venegas, 2011).

Tesis, Modelo De Socavación En La Base Del Pilar Del Puente Mariscal Cáceres, por Enríquez Soto Amador de la Universidad Nacional del Centro del Perú (2014), quien sustenta: La geomorfología del cauce tales como la

pendiente y la sección transversal influyen directamente en la velocidad y su distribución. A mayor pendiente o reducción de la sección se incrementa la velocidad y también se incrementa la socavación local. La curvatura del cauce genera el incremento de la socavación en el margen exterior.

La distribución granulométrica del material del lecho es muy importante; es necesario que las partículas estén distribuidas uniformemente, para que el movimiento del flujo acomode las partículas menores en los espacios de los más grandes, produciéndose de esa manera el acorazamiento del lecho de socavación. Por otro lado, se producirá el lavado de los materiales más finos en lechos con partículas no uniformes (Enriquez, 2014).

Las dimensiones de la pila y de su crecimiento influyen directamente en la socavación local; esto se debe a que a mayor ancho de la pila habrá mayor área de obstrucción y menor área hidráulica ocasionando el aumento de velocidad y con ello el incremento de la socavación. Las profundidades de socavación obtenidas en el modelo son: 3.63m para un caudal de 583.32m³/s para un periodo de retorno de 100 años, y 4.04m para un caudal de 759.68m³/s para un periodo de retorno de 500 años (Enriquez, 2014).

Tesis, Estudio Hidráulico Y Estimación De Socavación En El Puente Interconexión Muyurina - Ayacucho, por Enciso Navarro Pavel Danny de la Universidad Nacional De San Cristóbal De Huamanga (2015), quien

sustenta: Al determinar y comparar los resultados de la sección del puente con el caudal del “Expediente Técnico”, presenta una inundación y por lo tanto el sobre dimensionamiento del caudal que es de $460\text{m}^3/\text{s}$ a comparación del resultado del presente estudio que presenta un valor acorde a las secciones del puente la cual se muestra.

Los resultados de la estimación de socavación con referencia al expediente técnico para un periodo de retorno de 200 años resulta un caudal de $460\text{m}^3/\text{s}$ y con la utilización de fórmulas empíricas que no recomienda en el M.T.C. se obtiene como resultado un promedio de 3.02m, A comparación con los resultados obtenidos por el presente estudio tales como modelos empíricos para la socavación local de estribos como Artamonov, Froehlich, Melville y Venegas, obteniendo un caudal para un periodo de retorno de 200 años $189,4\text{ m}^3/\text{s}$, obteniendo una socavación de 3.99m, se muestra en la tabla 4.2 y 4.4 (Enciso, 2015).

Los resultados de la estimación de socavación del río Muyurina se toman como referencia la ubicación y la forma del estribo y este fenómeno ocurre al lado frontal de la estructura, varía una función del caudal y el periodo de retorno. Tal es así que se hizo un cuadro comparativo en las tablas 3.25, 3.26, 3.27 y 3.28 El análisis de métodos determinísticos (Saint Venant) y los resultados obtenidos como los caudales en diferentes tramos del río determinan la socavación por la influencia de los parámetros fundamentales para el fenómeno de socavación tales como el número de Froude, tamaño de la muestra d_{50} , etc. permitió

comprobar y determinar la profundidad en diferentes puntos la socavación general (Enciso, 2015).

Tesis, Socavación Producida Por El Río Huallaga Al Puente Colpa Alta En La Provincia De Huánuco, Utilizando Los Métodos De Artamanov, Straub Y Maza, En El Hec-Ras, por Elbio Felipe Matías de la Universidad De Piura (2016), quien sustenta: Para la presente tesis tomamos parámetros hidráulicos que el HEC – RAS nos proporciona, con el objetivo de aplicar los tres métodos propuestos (Artamanov, Straub y Masa) y determinar de manera práctica los diferentes tipos de socavación que se presentan en la zona de estudio.

En la presente tesis el modelamiento hidráulico con el HEC-RAS, se realizó en el flujo no permanente.

Los tres métodos propuestos en la presente tesis son considerados en el Manual de hidrología hidráulica y drenaje del reglamento Vial de gestión de Infraestructura Vial aprobada mediante Decreto Supremo N°034-2008 - MTC.

La metodología desarrollada en esta tesis puede ser usada por los ingenieros proyectistas cuando necesiten conocer la socavación de un puente o defensa ribereña (gaviones, concreto, espigones, etc.) (Elbio, 2016).

2.1.2. Antecedentes Internacionales:

Tesis, Socavación En Puentes: Tramos Entre Avenida 12 De octubre – Solano, por Freire Zurita Patricio Javier Y Ruilova Blacio Jorge Guillermo de la Universidad De Cuenca - Ecuador (2012), quien sustenta: El método de Lischtván-Levediev de cálculo de socavación en cauce presenta una fórmula simplificada que está en función del diámetro característico de las partículas de fondo del cauce y del caudal unitario, está formulada para un período de retorno de 100 años (Freire y Ruilova, 2012).

El método de Straub para el cálculo de socavación en cruces considera una sección aguas arriba adicionales a la sección como el ancho y el tirante de agua. Sin esta información no se podría realizar el cálculo de la socavación mediante este método. El método de Laursen para cálculo de socavación considera 2 casos como el de cálculo de profundidad de socavación por contracción en agua clara, tomándose en cuenta al momento de realizar el cálculo el caso de contracción en el lecho móvil debido a que, en la zona a analizar, el río presenta gran cantidad de materia suspendida (lecho móvil). Los valores obtenidos de la profundidad de socavación en el cauce mediante el método de Straub y de Neil, son muy bajos, por lo que para un futuro diseño de obras de ingeniería, dependerá del diseñador si considera estos valores o no (Freire y Ruilova, 2012).

Tesis, Análisis Comparativo De Las Relaciones Funcionales Para El Cálculo De La Profundidad De Socavación Alrededor De Obstáculos, por Díaz Yáñez Juan Carlos de la Universidad Central Del Ecuador - Ecuador (2012), quien sustentan: La socavación alrededor de obstáculos es un

fenómeno muy importante que hay que considerar sea para el diseño y construcción, o para la evaluación de un puente, ya que la profundidad desarrollada puede ocasionar deterioro y posteriores fallas de los elementos estructurales.

La profundidad de socavación alrededor de un obstáculo se determina luego de la ocurrencia de la socavación general. Para evaluar la socavación transversal (producida por el estrechamiento a causa de los estribos y demás obstáculos) ya ocurrió. Por otro lado, para un puente que se va a construir, se debe considerar la socavación transversal que provocará la implantación del puente en el cauce, reduciendo la sección principal. En los puentes analizados (Sobre el río Caoni y río la Abundancia), se supone que la socavación causada por el estrechamiento de cauce ya ha ocurrido. Los problemas de socavación en las pilas de un puente se producen al no considerar adecuadamente la cota de cimentación. Si la cimentación ya se ve comprometida las obras superficiales posteriores no aseguran la estabilidad de la estructura (Díaz, 2012).

Tesis, Metodología Para La Estabilización Del Cauce De Un Río De Llanura Para La Protección De Puentes, por Bravo Granda Joanna Y León Cadena Néstor, de la Universidad Católica Del Ecuador - Ecuador (2011) quienes sustentan: El uso adecuado de pilas con geometrías eficientes, refiriéndose al tema hidráulico, constituyen el primer paso para la auto conservación de la estructura. Sin embargo, no es la solución más óptima ni definitiva, a que como ha sido demostrado, la estabilización del cauce antes y después de la obra que

buscamos proteger, evita que el río “flaquee” al puente provocando su inminente colapso, por lo que la sección de unas pilas intermedias, no ofrece mayores garantías para la estabilidad de la estructura ante el efecto erosivo del agua y divagación del cauce.

Una vez que se ha conseguido estabilizar el cauce del río dentro del área de afectación a la estructura, implícitamente hemos definido también otras variables, como los ángulos de ataque del flujo, por lo que resulta sencillo predecir el comportamiento de los efectos erosivos y de socavación en pie de las pilas especialmente en situaciones críticas como avenidas (Bravo y León, 2011).

El estudio científico de los fenómenos que se involucran dentro de los procesos erosivos de nuestros ríos debe ser sistemáticamente analizado, a fin de contar con simulaciones teóricas propias y adecuadas a nuestra realidad. En el presente estudio se ha tomado como válidas, varias teorías y fórmulas que han sido obtenidas y ampliamente estudiadas mediante investigaciones fundamentales con modelaciones hidráulicas y matemáticas, que han servido como base para la presente propuesta de estabilización de riberas. El uso de espigones para estabilizar riberas y generación de unas nuevas, constituyen la solución más económica y efectiva, especialmente por la rapidez y facilidad constructiva. Sin embargo, deben ser constantemente monitoreados y revegetados para asegurar su funcionamiento y perdurabilidad (Bravo y León, 2011).

Tesis, Estimación De La Socavación En Puentes Para Su Uso En El Cálculo Del Riesgo Físico, Por Aguado Sandoval Alejandro, de la Universidad Nacional Autónoma De México- México (2012) quienes sustentan: Con los análisis de resultados de los cálculos de los diferentes tipos de puentes propuestos se puede apreciar que la mayor profundidad de socavación se presenta en los estribos, es decir, la socavación total por estribos es mayor que la socavación total en pilas, independientemente si se utiliza en el cálculo de socavación por contracción el propuesto por Laursen o el de la Universidad Tecnológica de Michigan.

La comparación entre la socavación real y la socavación obtenida con las expresiones sirve para determinar cuán confiable son las expresiones utilizadas en esta tesis, en esta comparación, se determinó que la expresión de la Universidad Tecnológica de Michigan es el que más se acerca a la socavación real, pues presenta un error relativo menor. Se tiene que hacer hincapié en que si se tuvieran más registros de socavación en diferentes puentes del país, estos resultados pudieran aún ser más cercanos a la realidad y se podría determinar cuál de las dos expresiones utilizadas es más confiable, ya que en esta tesis sólo se cuenta con tres diferentes puentes y de éstos se tienen los perfiles años antes y perfiles actuales, la suposición que se hace es comparando los dos perfiles de cada puente, pues tampoco se conoce el verdadero valor de la socavación (Aguado, 2012).

Es conveniente contar con información hidrométrica e información geotécnica de todo el país o, en casos únicos, información del área de estudio, para así evitar

lo más posible la suposición de datos, al realizar los cálculos de la socavación y que éstos arrojen resultados confiables para poder utilizarlos en diferentes proyectos. Al conocer la profundidad de socavación que se podría generar en un puente con ciertas características, se podrá tener el puente con una buena profundidad en su cimentación y que, al generarse la socavación, ésta no rebase la cimentación y no genere problemas en el puente. Para poder disminuir la velocidad en el flujo es posible coloca elementos agua arriba del puente, así al disminuir la velocidad en el flujo disminuye el arrastre de materiales, éstos elementos se pueden colocar en la línea de las pilas y hace que se genere la socavación aguas arriba y no donde se encuentra el puente. Para los estribos se podría colocar una capa de enrocamiento con el mismo fin que para las pilas (Aguado, 2012).

2.2. Marco Conceptual

2.2.1. Parámetros Geomorfológicos

Según (Rodríguez, 2010) menciona que tal como se ha mencionado, la superficie continental de la tierra se encuentra dividida en cuencas hidrográficas que disponen de las redes fluviales que se encargan de recolectar, transportar y depositar la escorrentía superficial y los sedimentos generados.

Las redes fluviales se caracterizan esencialmente por dos elementos

1. Patrón de drenaje
2. Pendiente

Las cuencas hidrográficas presentan múltiples formas y la mayor parte de estas pueden subdividirse en tres zonas fundamentales.

1. La zona vertiente donde predominan la concentración de la escorrentía y la erosión. Se denomina también la zona de producción.
2. La zona de piedemonte, encargada de recibir y redistribuir los caudales y sedimentos. Se definen como la zona de transferencia.
3. Las llanuras aluviales, deltas y zonas de acumulación semipermanentes de los sólidos y líquidos. Este tramo corresponde a la denominada zona de sedimentación.

2.2.2. Patrones De Drenaje, Pendientes Y Otras Características Del Drenaje

Al concentrarse la escorrentía, se inician los procesos erosivos que se manifiestan sobre la superficie del terreno mediante la formación de canales. Al aumentar la escorrentía, se incrementa el tamaño de cada canal y de la red de canales que la recogen. Las formas de los canales esto es, los patrones de drenaje, son influenciados por el clima y el relieve, pero principalmente la estructura geológica subyacente resulta ser un factor clave. También el caudal, las características de las precipitaciones, la permeabilidad del terreno, la topografía de las laderas y el área de drenaje son factores que definen las particularidades de los patrones de drenaje (Rodríguez, 2010).

Los cauces fluviales se clasifican sobre todo de acuerdo con los patrones de drenaje, los cuales son productos de los materiales y controles estructurales de la roca subyacente. El patrón de drenaje establece como la forma como una red se aprecia en una determinada zona.

Los patrones de drenaje son un primer indicio sobre la evolución reciente de las cuencas y los factores que han influido en su desarrollo (Rodríguez, 2010).

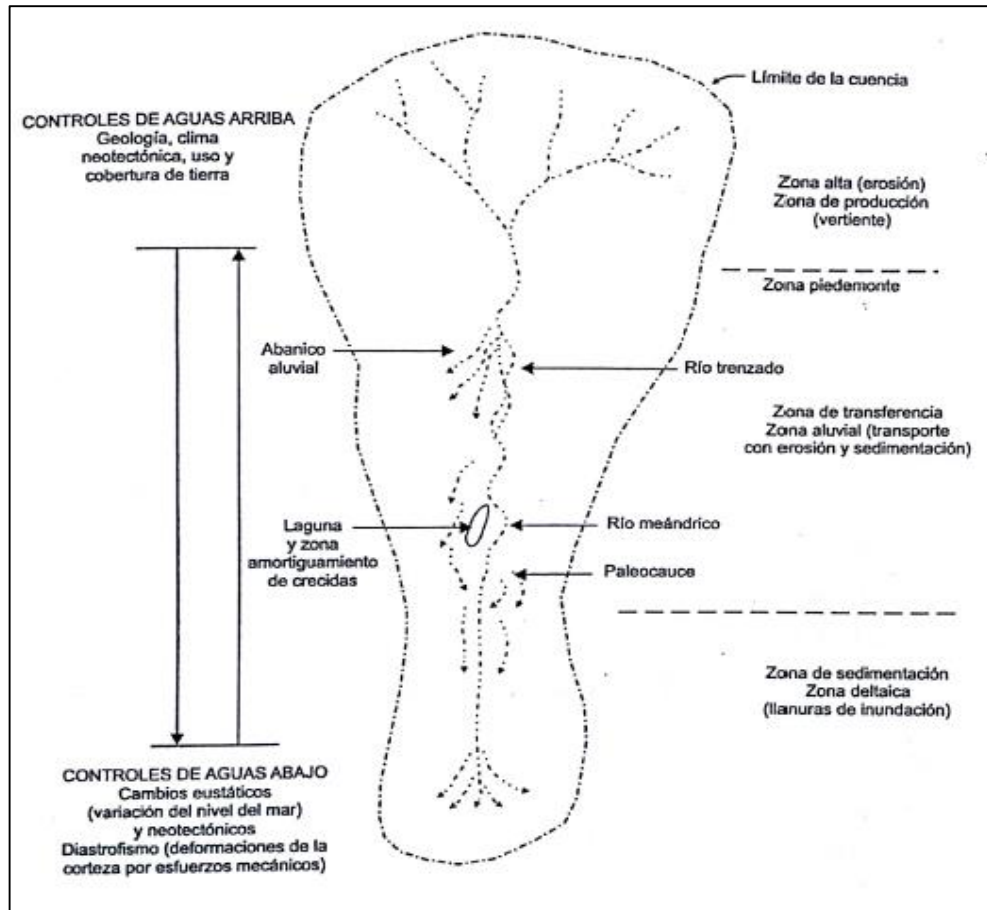


Ilustración 1.- Delimitación de cuenca hidrográfica

2.2.2.1. Dendrítico

Este drenaje, que tiene forma similar a pequeñas hebras o hilos, se desarrolla en materiales aproximadamente homogéneos en composición, en los que no existe un control estructural. Constituye uno de los patrones más comunes y presenta en muchos ambientes.

Las corrientes del agua son muy pequeña, cortas e irregulares, y tienen la posibilidad de moverse en todas las direcciones y desembocar en una corriente principal con cualquier ángulo (Rodríguez, 2010).

Este tipo de drenaje se forma en aquellas zonas de inicio de ladera con pendiente moderada con baja permeabilidad, mediana pluviosidad, poca cobertura vegetal y caudales líquidos pequeños. El material por el cual se discurre la esorrentía se encuentra litológicamente alterado (Rodríguez, 2010).

2.2.2.2. Paralelo

Este patrón es caracterizado del terreno dominado por una pendiente regional, lo cual le impone al drenaje una dirección predominante, con causas paralelo. Este patrón es común en algunos piedemonte y laderas estructurales plegados. Las corrientes paralelas entre si y no es relevante el orden de cada una en el conjunto total de tributarios. Adicional a la pendiente regional dominante, esta clase de drenaje se presenta en pendientes altas y con algún tipo de control topográfico o estructural, materiales con baja permeabilidad y baja cobertura vegetal (Rodríguez, 2010).

2.2.2.3. Enrejado

Drenaje paralelo al rumbo de las rocas sedimentarias plegadas y disecadas, las cuales presentan variaciones litológicas importantes, como rocas blandas o arcillosas y rocas duras y arsénicas. En este caso, un tributario secundario corre en el sentido paralelo al río principal o a un tributario de primer orden, los tributarios forman una especie de enrejados con ángulos casi rectos y comportamientos irregulares para llegar al cause principal (Rodríguez, 2010).

2.2.2.4. Rectangular

Patrón de drenaje anguloso a consecuencia de la presencia de materiales duros controlados por un sistema de fracturas o fallas geológicas. Entre los tributarios y la entrega principal se generan ángulos rectos y se define un esquema más regular, ya que existe más uniformidad entre los ángulos generados (Rodríguez, 2010).

2.2.2.5. Radial

Sistema de drenaje asociado a un domo o cono volcánico erosionado. Si el patrón es muy nítido, este sugiere un volcán activo. Las fuentes de agua salen de un punto central elevado. La red de drenaje que se desarrolla desde el inicio es densa y, por tanto, el material presente tiene baja permeabilidad, existe poca cobertura vegetal y hacia debajo de las fuentes se tienen altas pendientes. Los caudales son bajos y no superan el centenar de litros por segundos (Rodríguez, 2010).

2.2.2.6. Anular

Patrón similar al anterior, que indica una etapa avanzada de erosión en domo o caldera volcánica. El drenaje no está denso como el anterior y adquiere una forma circular. Este patrón es típico de terrenos inestables, materiales con variada permeabilidad rocas de diferente dureza y la cobertura vegetal puede ser alta o moderada (Rodríguez, 2010).

2.2.2.7. Multicobeta

Patrón irregular desarrollado como resultado de un mal drenaje y asociados con depósitos superficiales ondulados, con posible

influencia de calizas. Este patrón es común en llanuras de desborde (Rodríguez, 2010).

2.2.2.8. Contorsionado

Patrón aparentemente irregular, asociado con rocas metamórficas y a menudo con influencia de captura (una cuenca pierde parte de su drenaje a expensas de otra) (Rodríguez, 2010).

2.2.2.9. Pinado

Según (Rodríguez, 2010). Menciona que este drenaje, y por su nombre, tiene una forma parecidos a la rama de los pinos. Se presenta en terrenos con permeabilidad moderada, baja cobertura vegetal, laderas bajas con pendientes moderadas o altas y las corrientes son de bajo orden. Al dejar la zona de montaña, donde existe mayor concentración de la escorrentía y por tanto causas más grande, se pueden encontrar los siguientes drenajes:

SUBDENTRITICO: Tienen la misma característica del drenaje dendrítico, pero corresponde a un tributario mayor bien definido, con una caudal importante al que llegan una serie de influentes pequeños. Se desarrolla ante la presencia de un control estructural o topográfico.

MEANDRICO: corresponde a un río que transporta un caudal medio a alto y que discurre, en general, por una gran extensión en la que se tiene la correspondiente llanura de inundación. En esta zona se generan curvas pronunciadas que se denominan meandros.

ANOSTOMOSADO O TRENZADO: drenaje que en general se desarrolla en la zona media de un río donde se encuentra su llanura de inundación. El río transporta una cantidad importante de sedimentos, razón por la cual una parte se sedimenta y el flujo se subdivide en varios canales, dando la apariencia de una trenza.

Con respecto a la pendiente de una cuenca se pueden hacer una clasificación de una manera cualitativa, con valores que van desde pendientes muy bajas (valores cercanos a cero), en las que el flujo es subcrítico y remansado por los controles en la descarga, hasta pendientes muy fuertes (casi verticales), con flujos supercríticos, pasando por bajas y moderadas.

Como a lo largo del cauce y desde el nacimiento, las pendientes del cauce van disminuyendo, el perfil longitudinal de un río muestra dicha variación. El perfil longitudinal del cauce presenta la pendiente por sectores, determinada por las condiciones impuestas aguas arriba. Casi todos los perfiles longitudinales de los ríos son cóncavos, de tal manera que la pendiente alta al principio, en zonas con alta erosión, va disminuyendo hacia las zonas bajas, las cuales son de mayor sedimentación.

Existen numerosas variables, como el caudal, el tamaño y la carga de sedimento, la geología, etc. que determinan la magnitud de la

pendiente de un cauce, pero esta disminuye a medida que aumenta la superficie de la cuenca vertiente.

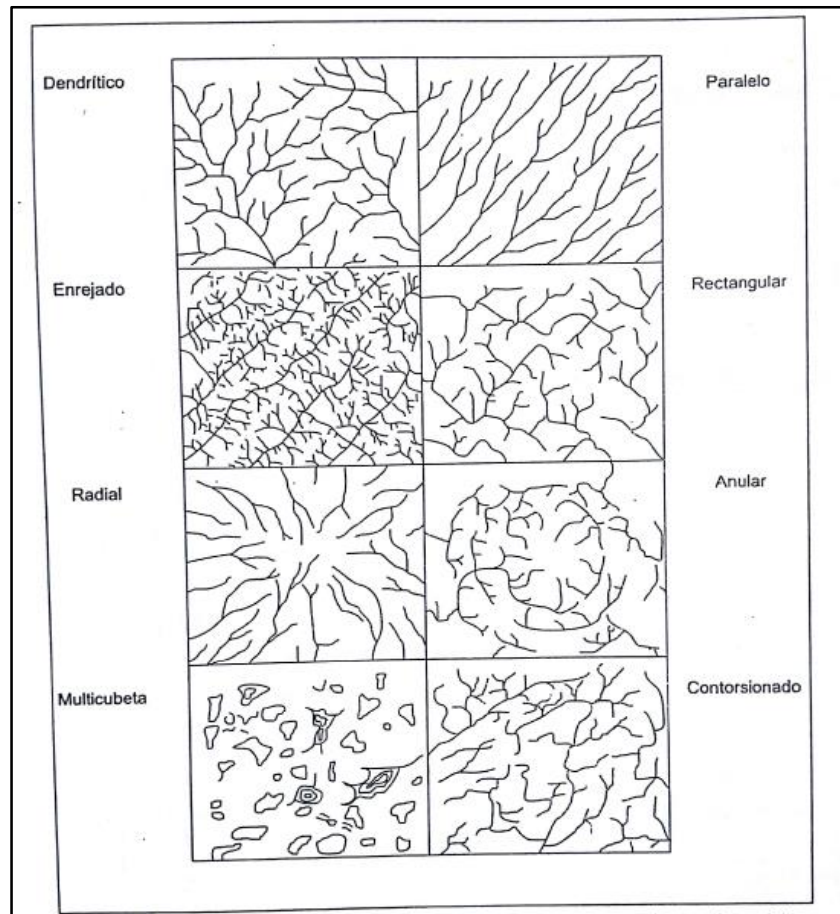


Ilustración 2.- Patrones de drenaje típicos de las zonas montañosas. Pueden ocurrir a escalas variables (Howard, 1967).

La forma de perfil del cauce y los análisis estadísticos permiten definir una ecuación general para dicho perfil así:

$$s_x = S_0 e^{-ax}$$

Expresión que la s_x es la pendiente a una distancia x aguas debajo de un punto de referencia, en el que la pendiente es S_0 . En la expresión anterior, a es un coeficiente que depende de la cuenca en particular.

De la misma manera, si se considera el tamaño medio de las partículas transportadas por el acuse en un punto inicial como d_0 , los análisis estadísticos muestran que este valor se puede relacionar con el tamaño

que tendrían las partículas, d_x a una distancia dada X del punto inicial dado, mediante la siguiente expresión.

$$d_x = d_0 e^{-bx}$$

La reducción del tamaño se explica principalmente por el desgaste que tiene la partícula en la medida en que se mueve en la dirección aguas abajo.

En general, la pendiente será mayor en sustratos duros que tienen la posibilidad de ofrecer mayor resistencia, así como los cambios bruscos se pueden presentar con cambio geológicos locales, proceso derivado de actividades humanas o puntos de confluencia de ríos, es conveniente tener presente que la pendiente desempeña un papel importante en el ajuste de la sección transversal del cauce cuando presentan cambios en el régimen de caudales.

2.2.3. Sección Transversal Del Cauce

La sección transversal de un cauce en general se establece con base en la relación que existe entre variables como el caudal, los sedimentos transportados, la geología y la pendiente que definen anchos y profundidades (Rodríguez, 2010).

Asimismo, menciona (Rodríguez, 2010), que el estudio de los caudales y de las correspondientes secciones transversales (maddock y leopold) ha permitido establecer relaciones generales entre el ancho en la superficie libre (T), la profundidad de la lámina de agua (y), la velocidad media (v), el caudal (Q) y la carga de sedimentos (Q), así:

$$T = C_a Q^a$$

$$Y = C_b Q^b$$

$$V = C_c Q^c$$

$$Q_s = C_s Q^d$$

Expresiones en las que el coeficiente son para cada río y cada sección en particular, y representan la pendiente de cada relación cuando se grafican en escala logarítmica.

En las expresiones anteriores se debe cumplir que $C_a \cdot C_b \cdot C_c = 1$ y que $a+b+c=1$ si el caudal se hace igual a la velocidad por el área ($y.T$). Del análisis de estas relaciones para cada sección de río, se puede concluir que al variar el caudal, la profundidad es la que más variación presenta, mientras que la anchura permanece relativamente constante. Hacia aguas abajo y para los caudales medios, las expresiones anteriores muestran que la variable que más cambia es el ancho de la sección y que la profundidad varía poco, en tanto que la velocidad prácticamente se mantiene constante hacia la parte final del río (Rodríguez, 2010).

2.2.4. Formas en planta de los cauces

Así como un río puede formar libremente su sección transversal cuando tiene todos sus grados de libertad, lo puede hacer igualmente con su configuración en planta. Se han planteado expresiones que permiten, mediante algunas variables que caracterizan la escorrentía, establecer en qué condiciones un río adopta una condición dada (Rodríguez, 2010).

Un río puede adoptar en planta en diferentes tramos de su recorrido una presentación meandriforme o una presentación trezada. Para evaluar esas formas se han establecidos relaciones empíricas con a la geometría,

la pendiente media del tramo en estudio y el caudal (en general el caudal dominante), tomando en cuenta que del análisis de los datos disponibles y su dispersión solo es posible sugerir tendencias sobre la posible configuración en planta del cauce. Muchas veces las condiciones particulares de otras variables hacen que el río tenga un comportamiento diferente (Rodríguez, 2010).

En el caso particular de los casos meandricos de un río también se han establecido relaciones entre el caudal, el ancho medio de la superficie libre, la longitud (λ) y la amplitud(a) del meandro. Se encuentra, por ejemplo, que la longitud de onda de un meandro puede ser diez y catorce veces el ancho en la superficie libre y que la amplitud podría ser unas tres veces el ancho de la superficie libre (Rodríguez, 2010).

2.2.4.1. Forma de la cuenca

La forma de una cuenca hidrográfica se define a partir de su configuración en planta y permite evaluar cómo es la escorrentía por el cauce principal, desde la parte alta de la cuenca hasta la desembocadura.

Cada cuenca hidrográfica tiene una forma determinada. En la mayoría de los casos es ovoide o de pera, en la que la desembocadura o sección de control corresponde al sector más estrecho. La forma de la cuenca se puede relacionar con el comportamiento de la escorrentía así, por ejemplo, dos cuencas con la misma área se comportan hidráulicamente de manera diferente si tienen formas diferentes. El recorrido de la

escorrentía será mayor en una cuenca regular que en una cuenca cuadrada (Rodríguez, 2010).

En la forma de la cuenca se pueden considerar muchos atributos específicos y resulta difícil su evaluación a partir de un solo parámetro. Es frecuente evaluar la forma de una cuenca a partir de parámetros como la elongación (E), la relación de circularidad (C) y el índice de gravelius o coeficiente de capacidad (Kc) (Rodríguez, 2010).

La elongación (E), adimensional, se define como la relación entre el diámetro de un círculo de área igual al área de la cuenca y la longitud de la cuenca, que se define como la longitud de una línea recta entre el nacimiento y la desembocadura y cuya dirección es paralela al cauce principal, es decir, $E = 1,128 \frac{\sqrt{A}}{L}$, expresión en la que A y L son el área y la longitud de la cuenca, respectivamente. La elongación toma el valor máximo de 1 si la cuenca es circular y disminuirá en la medida en que la cuenca sea más alargada (Rodríguez, 2010).

La relación de circularidad (c) es el cociente entre el área de la cuenca (A) y la del círculo cuyo perímetro (P) es igual a de la cuenca, es decir, $C = \frac{4\pi A}{P^2}$. Su valor máximo es 1, para una cuenca circular, y disminuye en la medida que la cuenca se hace más alargada (Rodríguez, 2010).

El índice de Gravelius o coeficiente de capacidad es la relación entre el perímetro (P) de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área (A) que la de la cuenca y se expresa como $k_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$. si este número es próximo a la unidad, se tendrá una cuenca de forma circular y con fuerte tendencia a las crecientes. Una cuenca alargada tendrá valores superiores a la unidad y se pueden alcanzar valores próximos a tres en cuencas muy alargadas (Rodríguez, 2010).

La evaluación de cada uno de estos índices debe realizarse con mucho cuidado y se recomienda que si es para toda la cuenca también se haga por tramos, considerando que la escorrentía en la cuenca se modifica sustancialmente entre la parte alta y la parte baja (Rodríguez, 2010).

Las pendientes fuertes están asociadas con la zona vertientes o de producción, y gradualmente se convierten en pendientes moderadas y suaves a medida que el río alcanza su nivel de base en la desembocadura (Rodríguez, 2010).

2.2.5. Zonificación de las cuencas Hidrográficas

2.2.5.1. Zona Vertiente

Las vertientes, o parte altas de las cuencas hidrográficas, son las principales generadoras de escorrentía y carga de sedimentos para el resto de la cuenca. Aquí la pendiente desempeña un papel clave en concentración de la escorrentía y la aceleración de los procesos erosivos. De manera generalizada las pendientes de terreno, y ende las de los drenajes, son muy fuertes o moderados. La cobertura vegetal

es predominantemente de bosque, zona en la que tienen las mayores precipitaciones y se localizan los nacimientos de agua, tal vez es la zona más frágil de toda la cuenca (Rodríguez, 2010).

De igual manera (Rodríguez, 2010). Menciona que hay otras características, adicionales al patrón de drenaje, que pueden resultar fáciles de identificar y definir es esta zona son:

ASPECTOS LITOLÓGICOS

- ✓ Tipos de roca. Dureza.
- ✓ Tipo de suelo y vulnerabilidad a la erosión.

DEPOSITO ALUVIALES

- ✓ Presencia o no de depósitos y terrazas.

DINÁMICA FLUVIAL

- ✓ Identificación de patrones de drenaje dominantes.

INDICIOS DE EROSION

- ✓ Presencia de zona inestable ya conocidas, especialmente deslizamientos mayores y avalanchas (movimiento de masas).

2.2.5.2. Zona De Piedemonte

El piedemonte representa una zona de transición entre las zonas altas de mayor pendiente y las áreas bajas, con pendiente limitada; además, allí se depositan casi todos los materiales erosionados en la parte alta de la cuenca. En esta zona los ríos divagan en menor a mayor grado, en su interior por transportar el agua de los sedimentos en forma de abanicos y terrazas aluviales, estos son en realidad apenas depósitos temporales en el camino hacia el delta y el mar (Rodríguez, 2010).

El patrón de drenaje más frecuente es el paralelo (sin ser excluyente), presentándose también el distributivo y raras veces el multicobeta. Ejemplos de los patrones paralelos y distributivos que se pueden apreciar sobre el abanico del río Ariari. (Rodríguez, 2010).

Otras características del ambiente de piedemonte que deben revisarse son:

ASPECTOS LITOLÓGICOS

- ✓ Lineamiento y fallas activas
- ✓ Depósitos y terrazas aluviales
- ✓ Dinámica fluvial, migración lateral, erosión del cauce e inundaciones
- ✓ Paleo causes

2.2.5.3. Zona De Llanuras Luviales

Las zonas bajas de una cuenca están asociadas con llanuras de inundación y con las zonas deltaicas. En estas zonas son frecuentes los cuerpos de agua, los cuales cumplen un papel fundamental en la amortiguación de caudales máximos y en la recepción de los sedimentos aluviales, aparte de que son las extensas planicies de depósitos (Rodríguez, 2010).

Las mayores llanuras aluviales tienen un espesor considerable de sedimento fluvial o aluvión que el río va depositando al final de este, lo cual obliga a que la longitud del cauce aumente cuando su desembocadura es en el mar y en este no exige un lugar adecuado

para su disposición. La energía disponible para el transporte de sedimentos es muy pequeña, razón por la cual los procesos dinámicos obligando que la escorrentía sea distributiva y se formen múltiples canales dando origen al denominado delta (Rodríguez, 2010).

En las llanuras aluviales los patrones de drenaje son generalmente multicobeta y las pendientes son bajas o muy bajas. En las zonas deltaicas el drenaje tiene un carácter distributivo hacia el final de las llanuras como ya se mencionó. Aguas arriba de la zona deltaica se presentan varios modelados, como las barras, los albardones y causes abandonados o madres viejas, cuya información depende de la frecuencia e intensidad de dichos procesos dinámicos y de los procesos hidrológicos (Rodríguez, 2010).

Otras características que hay que evaluar en esta gran zona son:

- ✓ Aspectos litológicos
- ✓ Aspectos geológicos. Lineamiento y fallas activas.
- ✓ Depósito y terrazas aluviales.
- ✓ Dinámica fluvial, migraciones e inundaciones. Procesos laterales de sedimentación.
- ✓ Paleocausas y avulsiones.
- ✓ Diques aluviales y cubetas de inundación, brazos deltaicos y drenaje intercubeta en las llanuras de inundación.

2.2.6. Parámetros Hidráulicos

2.2.6.1. Control Hidráulico

En el diseño hidráulico de toda estructura hidráulica es necesario, para comenzar, determinar dónde queda la ubicación del control de la superficie del agua (Guevara, 2016).

El control hidráulico está en el extremo de aguas debajo de una estructura si la superficie del agua de aguas abajo influye en la altura que debe alcanzar el agua de las aguas arriba. Si la superficie del agua de aguas abajo no influye en la superficie del agua de las aguas arriba control está en el extremo de aguas arriba de la estructura (Guevara, 2016).

Existe control hidráulico aguas abajo, para un sifón invertido dimensionado a la capacidad de diseño. La superficie de agua del canal de aguas abajo del sifón controla la superficie de agua del canal de aguas arriba (Guevara, 2016).

Para muchas estructuras, la ubicación del control hidráulico puede ser determinada por inspección del perfil de la estructura y las superficies normales del agua en cada extremo de la estructura. En otros casos se debe usar el teorema de Bernoulli para localizar el control hidráulico. Comenzando de una superficie de aguas de aguas abajo conocida se puede escribir la ecuación de Bernoulli entre pares de puntos de la salida a la entrada, existe control de aguas abajo. Si en cambio no se

logra el balance entre dos puntos consecutivos quiere decir que hay un resalto y el control estará en la entrada. Se puede entonces asumir que el ingreso de agua en la entrada es la profundidad crítica, esto es, a energía mínima (Guevara, 2016).

- ✓ **FRICCION.** - La fórmula de Manning es usada para determinar las pérdidas de cargas en un sistema de canales. Para todas las estructuras monolíticas de concreto se usa un coeficiente de rugosidad de $n=0,014$. Para tuberías de concreto, asbesto-cemento y acero se usan $n=0,013$ y para tuberías de metal corrugado $n=0,024$ una reducción del 20% en el valor de n se usa como un factor de seguridad en el análisis hidráulico de la disipación de energía para aquellas estructuras que cumplen esta función.
- ✓ **TRANSICIONES Y CURVAS.** - Las transiciones son usadas para cambiar geométricamente la forma del prisma de agua y causar la aceleración o la deceleración del flujo. Las pérdidas en las transiciones son tratadas

Un cambio en la dirección del flujo también provoca pérdidas. La pérdida en una curva depende de la velocidad del agua y del ángulo central
- ✓ **ORIFICIOS.** -En la ecuación de los orificios $Q = CA\sqrt{2gH}$, el coeficiente de descarga C indica la magnitud de la pérdida a la entrada asumida. El valor de C puede relacionarse con el coeficiente de pérdida a la entrada K_0 , en la expresión $K_0 hv$, mediante la expresión.

$$K_0 = \frac{1}{C^2} - 1$$

- ✓ **VERTEDORES.** - La ecuación básica de los vertederos es $Q = CL(H)^{3/2}$. El valor apropiado del coeficiente de descarga C depende de la forma geométrica del vertedero y de la contracción de la napa de agua.

2.2.7. Parámetros Geotécnicos

Se han considerado la “Nota Técnica Estudio Geotécnico Rampas Puente Comuneros. Huancayo. Junín” realizado por MdG Andina con fecha de 20 de marzo de 2014, que tiene por objeto la caracterización de la tipología de las cimentaciones y las características de las mismas (Guevara, 2016).

Perfil geológico

Según (Guevara, 2016) menciona que los sondeos realizados se ha realizado la siguiente caracterización:

- ✓ Una primera capa de gravas arenosas mal gradadas, medianamente densas que se corresponden con el nivel de deposición actual. Su espesor varía entre 3.10 a 5.50 metros.
- ✓ A este nivel siguen un nivel cohesivo constituido por una arcilla inorgánica de plasticidad alta con unos valores de ensayo SPT de moderadamente fuertes a fuertes (NSPT=14-23). Este nivel se prolonga hasta los 7.5 a 10.0 m.
- ✓ El tercer nivel que se ha detectado, que se sitúa hasta los 12.5 a 21.5 m, vuelve a tener carácter meramente detrítico y está constituida por una grava arenosa medianamente densa a densa, con valores de ensayo SPT de 64.

- ✓ De nuevo se encuentra un nivel arcilloso inorgánico de alta plasticidad en general, con consistencias fuertes a muy fuertes (NSPT=22-59). Este nivel se sitúa hasta los 20.0 a 27.25 m.
- ✓ El quinto nivel vuelve a ser detrítico, formado igualmente por gravas arenosas mal gradadas, densas a muy densas, si bien con solo un valor SPT que arroja un resultado de 36.
- ✓ Por último, hasta el final de los sondeos, 39.0 a 40.0 m, se halla un nuevo nivel de arcillas, en esta ocasión con niveles con plasticidad baja a alta y con una consistencia fuerte a dura en ocasiones (NSPT=18-75).

Resumiendo, podemos decir que se trata de una secuencia sedimentaria de niveles cohesivos de arcilla de plasticidad alta y niveles detríticos de gravas arenosas.

2.2.8. Geometría del Puente

Según (Guevara, 2016). En la definición del trazado se han considerado 4 viales, cada uno de ellos con sus respectivos ejes:

Vial puente comuneros

Corresponde al vial principal del puente e incluye las rampas de acceso en ambos márgenes. Su definición corresponde al Eje 1.

El trazado discurre por una alineación recta en planta, estando encajadas las estructuras entre los PK 0+918,400 al PK 0+998,400 en el caso de la rampa 1 y entre los PK 1+301,600 al PK 1+493,600 en el caso de la rampa 2.

El trazado en alzado en la zona estructura presenta la siguiente secuencia de alineaciones:

- ✓ Rampa 1: Se encuentra situada en un acuerdo vertical cóncavo cuyas tangentes de entrada y salida se sitúan en los PK 0+883,730 y PK 0+998,514 respectivamente, con $K_v=1.000$.
- ✓ Puente de Comuneros: Se definen las siguientes alineaciones:
- ✓ Desde el PK 0+998,514 hasta el PK 1+004,934 se define una alineación recta con pendiente del 4,678%.
- ✓ Desde el PK anterior al PK 1+069,268, se define un acuerdo vertical convexo con $K_v=2.401,996$.
- ✓ Desde el PK anterior al PK 1+070,000, se define una alineación recta con pendiente del 2%.
- ✓ Desde el PK anterior hasta el PK 1+230,000 se define un acuerdo vertical convexo con $K_v=4.000$.
- ✓ Desde el PK anterior hasta el PK 1+230,763 se define una recta con pendiente -2%.
- ✓ Desde el PK anterior al PK 1+295,035, se define un acuerdo vertical convexo con $K_v=2.400$.
- ✓ Desde el PK anterior al PK 1+301,506 se define una alineación recta de pendiente -4,678%.
- ✓ Rampa 2.- Su trazado comienza con un acuerdo vertical cóncavo con $K_v=1.915$, que comienza al final del Puente de Comuneros (PK 1+301,506) y finaliza en el PK 1+381,515. A continuación se define una alineación recta con pendiente -0,5%, que finaliza una vez sobrepasada la rampa 2 (PK 1+650,000).

Acceso en margen derecha

Corresponde a la carretera de acceso al puente desde la margen derecha.

La carretera definida entronca con la trocha existente en ese margen.

El trazado en planta de este vial, para cuya definición se ha utilizado el Eje 2, presenta las siguientes características:

- ✓ Se inicia solapándose con el Vial Puente Comuneros, de forma que existe una equivalencia de PKs (el PK 0+000 del Eje 2 corresponde al PK 1+300 del Eje 1).
- ✓ En el PK 1+142,69 termina el tramo recto compartido con el Eje 1 y se inicia una sucesión de curvas circulares a la derecha de radios 64/44/64 hasta completar un giro de 90 grados. Esta sucesión viene determinada por la coincidencia de este tramo con uno de los cuadrantes de la rotonda definida en este punto.
- ✓ Del PK 0+230,04 al 0+240,73, tramo en recta ortogonal al vial del puente.
- ✓ Del PK 0+240,73 al 0+371,46, curva suave a la izquierda con sus correspondientes clotoides de transición (radio 250m y clotoides de parámetro $A=120$ a entrada y salida del radio circular) en busca del entronque con la trocha existente.
- ✓ Del PK 0+371,46 al 0+398,86, tramo en recta que se superpone con el eje de la trocha existente.

En alzado, el trazado del vial se caracteriza por:

- ✓ En su tramo inicial la rasante reproduce el trazado en alzado del Eje 1, iniciándose en el PK 0+001,506 con un acuerdo vertical cóncavo

con $K_v=1.915$, que finaliza en el PK 0+081,515, y prolongándose con una alineación recta con pendiente $-0,5\%$ hasta el PK 0+157,397.

- ✓ Entre el PK 0+157,397 y el PK 0+222,997, se definen sendos acuerdos convexos de $K_v=6.025$ y $K_v=1.550$. La rasante resultante permite adaptar en este tramo el vial a la rasante de la futura rotonda ubicada en este tramo. De esta forma, la plataforma proyectada en una fase inicial (Fase 1, en la que la rotonda no tiene utilidad al no estar ejecutados los viales que conectan sobre ella) será aprovechada en su totalidad cuando se complete la construcción de la rotonda y entre en funcionamiento.
- ✓ Entre el PK 0+222,997 y el PK 0+289,888 se define una alineación recta con pendiente del $-3,15\%$. Esta pendiente permite bajar la cota del vial en busca de la rasante de la trocha existente.
- ✓ Entre el PK 0+289,888 y el PK 0+369,928 se define un acuerdo cóncavo de $K_v=2.760$, entroncando con la rasante de la trocha existente.

Óvalo en acceso margen derecha

Corresponde a la ejecución de un óvalo circular centrado en la intersección de las alineaciones rectas del Vial Puente Comuneros (Eje 1) y el vial de acceso margen derecha (Eje 2), y que en un futuro permitirá distribuir el tráfico que incida sobre este nudo.

Para su completo funcionamiento será necesaria la prolongación del Vial Puente Comuneros en sentido oeste (Fase 2) y la prolongación de la trocha existente paralelamente al Río Mantaro en sentido norte (Fase 3).

El trazado en planta de este óvalo, corresponde a un radio interior (línea blanca) $R=20\text{m}$ y un radio exterior (línea blanca exterior) $R=28\text{m}$. Para su definición geométrica en planta se ha utilizado el Eje 3, que recorre el radio exterior $R=28\text{m}$, con un desarrollo total de $175,929\text{ m}$.

En alzado, el trazado de la rotonda presenta:

- ✓ Entre el PK $0+168,758$ y el PK $0+020,793$ se define una alineación recta de pendiente 1%
- ✓ Entre el PK $0+020,793$ y el PK $0+080,793$ se define un acuerdo convexo de $K_v=3.000$.
- ✓ Entre el PK $0+080,793$ y el PK $0+108,758$ se define una alineación recta de pendiente -1%
- ✓ Entre el PK $0+108,758$ y el PK $0+168,758$ se define un acuerdo cóncavo de $K_v=3.000$, volviendo a conectar con el punto inicial.

La ley de peraltes definida en el óvalo permite el aprovechamiento de la superficie de rodadura del tramo en curva del vial de acceso en margen derecha (Eje 2, entre el PK $1+142,69$ y el PK $0+230,04$), ejecutado en una fase anterior.

Ramal norte en rotonda

Corresponde al entronque sobre el óvalo de un futuro ramal en sentido Norte que discurrirá paralelamente al Río Mantaro.

Se define con una única alineación recta en planta (Eje 4) que se inicia en el centro del óvalo y discurre sensiblemente ortogonal al Vial Puente Comuneros, con un recorrido total de 60 m .

En alzado el ramal presenta una única alineación recta de pendiente -2% , deducida del peralte del óvalo en el punto de entronque.

Acceso en margen izquierda

Corresponde a la prolongación en sentido Este del Vial Puente Comuneros. Se ha considerado como acceso en margen izquierda el tramo de vial necesario para entroncar desde la Rampa 1 con el camino existente en dicho margen.

Aunque su definición corresponde al mismo Eje 1 ya descrito en apartados anteriores, para la comodidad de replanteo se ha denominado Eje 5 al tramo de Eje 1 comprendido entre el PK 0+650 (punto de entronque con el camino existente) y el PK 0+998,400 (final de la rampa 1).

El trazado en planta de este tramo presenta:

- ✓ Entre el PK 0+650,000 y el PK 0+791,520, alineación recta que entronca con el camino existente.
- ✓ Entre el PK 0+791,520 y el PK 0+839,580, curva suave a la derecha de radio $R=1.500$.
- ✓ Desde el PK 0+839,580 hasta su finalización, recta correspondiente al Vial Puente Comuneros.

En alzado, el trazado del tramo se caracteriza por:

- ✓ Desde el Pk 0+650,000 hasta el PK 0+672,042, pendiente suave del -0,74% correspondiente al entronque con el camino existente.
- ✓ Entre el PK 0+672,042 y el PK 0+756,884, acuerdo convexo de $Kv=1.400$.
- ✓ Desde el PK 0+756,884 hasta el PK 0+883,725, pendiente del -6,8%.
- ✓ A partir del PK 0+883,725, acuerdo cóncavo que corresponde con la rasante

2.2.9. Socavación

La socavación general se define como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una creciente debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido de la corriente, a consecuencia del aumento de la velocidad (Guevara, 2016).

La erosión del fondo de un cauce definido, por el cual discurre una corriente, es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material removido por el agua de dicha sección, durante la creciente se incrementan la velocidad de agua y, por tanto, la capacidad de arrastre, la relación que existe entre la velocidad media del agua (V_r) y la velocidad media requerida para arrastrar partículas del fondo (V_e) define la capacidad de arrastre de los materiales en esta zona. La velocidad media de la corriente depende de las características hidráulicas del río (pendiente rugosidad y profundidad de la lámina de agua), en tanto que la velocidad requerida para arrastre depende de las características del material de fondo y de la profundidad de la lámina de agua (Guevara, 2016).

En el caso de los suelos granulares, la velocidad de arrastre no es velocidad con la que inicia el movimiento de las partículas sino las que mantiene un movimiento generalizado de estas. Igualmente, la caracterización del material se hace usando el diámetro medio de las partículas (Guevara, 2016).

En suelos cohesivos, la velocidad de arrastre será aquella capaz de poner las partículas en suspensión; estos suelos se caracterizan por su peso específico seco, definido como la relación entre el peso de los sólidos de la muestra y el volumen original de la masa de suelo (Guevara, 2016).

Hay que tener en cuenta que la socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente cuando el agua transporta en suspensión gran cantidad de partículas finas, debido en particular a que el aumento del peso específico y de la viscosidad de la mezcla (agua – sedimento) reduce el grado de turbulencia, por consiguiente, si para una profundidad de la lámina de agua dada se desea tener una condición que propone la misma erosión que en el caso de aguas limpias, se necesita que la velocidad media aumente (Guevara, 2016).

Según menciona (Guevara, 2016). Entre la literatura disponible, el tratamiento más completo para el cálculo de la socavación es el de L.A.maza, quien adopta el criterio de lischtván – lebediev. Dicho criterio supone que el caudal y el ancho de la sección son permanentes durante todo el proceso erosivo y requiere para su aplicación datos fácilmente obtenibles, tales como:

- Caudal máximo y profundidad de la corriente correspondiente a la creciente de diseño. El caudal máximo se puede obtener a partir del ajuste estadísticos de registros extremos existentes
- Perfil topográfico de las secciones características del cauce, en la zona de interés, tomando en periodos de aguas medias o bajas.

- Características del material del fondo (peso específico seco o características granulométricas).

La condición de la partida consiste en tomar un caudal unitario constante durante todo el proceso erosivo, para cada una de las franjas definidas en la sección transversal. En las orillas, el caudal unitario es cero y por tanto no se presenta erosión, impidiendo la posibilidad de un movimiento lateral del cauce; en general, si se exceptúan las curvas, esta condición se cumple. Por ejemplo, un puente los estribos impiden cualquier avance lateral.

Suponer un gasto constante puede traer inconveniente cuando en el fondo del cauce exista un material más resistente a la erosión que en el resto de la sección; en la zona más débil se presenta un descenso más rápido del fondo, aumentando el caudal unitario en esta zona, y habrá una mayor profundidad de socavación.

2.2.10. Formas de Socavación

2.2.10.1. Factores Que Afectan La Socavación Local En Pilas

Según menciona (Guevara, 2016). Los factores principales que afectan las características de la socavación en pilas de puentes son: Diagrama en sección longitudinal del flujo alrededor de la pila de un puente.

- a. Las propiedades del líquido: Densidad, viscosidad cinemática, aceleración de la gravedad.
- b. Las propiedades del flujo: Profundidad, velocidad, ángulo de ataque
- c. Las propiedades del material de fondo del cauce: Densidad y tamaño de las partículas.

d. Las características de la pila: Ancho, forma, orientación.

Existe una gran cantidad de fórmulas y modelos para el cálculo de socavación en pilas de puentes, especialmente para los casos de materiales granulares en el cauce. La socavación en pilas de puentes puede ser tan profunda en materiales cohesivos como en materiales no cohesivos, sin embargo, en suelos cohesivos puede tomar más tiempo en lograrse la profundidad máxima de socavación (Guevara, 2016).

El ancho de la pila es un factor determinante de la socavación. En el caso en el cual la relación entre la profundidad de flujo y el ancho de la pila $y/d < 2.5$, el efecto del ancho es mayor que para $y/d > 2.5$ (Johnson, 1999).

Efecto de los elementos junto a la pila Se ha encontrado que la colocación de cercas flotantes alrededor de las pilas disminuye la profundidad de la socavación entre 15 y 50%, dependiendo en la profundidad sumergida de la cerca. Estas cercas, aunque se les utiliza para evitar que las embarcaciones golpeen las pilas de los puentes, también cumplen con el objetivo de disminuir la socavación. Cuando se construyen cercas alrededor de las pilas, la profundidad de socavación es menor pero la fosa socavada es más ancha (Abed, 1999). La colocación de discos alrededor de la pila es una forma de disminuir el efecto de la socavación. Su efecto es bloquear parcialmente y extender la formación del vórtice vertical creado por la pila (Guevara, 2016).

2.2.11. Tipos de Socavación

2.2.11.1. Socavación General

La socavación general se define como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una crecienta debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido de la corriente, a consecuencia del aumento de la velocidad (Rodríguez, 2010).

La erosión del fondo de un cauce definido, por el cual discurre una corriente, es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material removido por el agua de dicha sección, durante la crecienta se incrementan la velocidad de agua y, por tanto, la capacidad de arrastre, la relación que existe entre la velocidad media del agua (V_r) y la velocidad media requerida para arrastrar partículas del fondo (V_e) define la capacidad de arrastre de los materiales en esta zona. La velocidad media de la corriente depende de las características hidráulicas del río (pendiente rugosidad y profundidad de la lámina de agua), en tanto que la velocidad requerida para arrastre depende de las características del material de fondo y de la profundidad de la lámina de agua (Rodríguez, 2010).

En el caso de los suelos granulares, la velocidad de arrastre no es velocidad con la que inicia el movimiento de las partículas sino las que mantiene un movimiento generalizado de estas. Igualmente, la

caracterización del material se hace usando el diámetro medio de las partículas (Rodríguez, 2010).

En suelos cohesivos, la velocidad de arrastre será aquella capaz de poner las partículas en suspensión; estos suelos se caracterizan por su peso específico seco, definido como la relación entre el peso de los sólidos de la muestra y el volumen original de la masa de suelo (Rodríguez, 2010).

Hay que tener en cuenta que la socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente cuando el agua transporta en suspensión gran cantidad de partículas finas, debido en particular a que el aumento del peso específico y de la viscosidad de la mezcla (agua – sedimento) reduce el grado de turbulencia, por consiguiente, si para una profundidad de la lámina de agua dada se desea tener una condición que propone la misma erosión que en el caso de aguas limpias, se necesita que la velocidad media aumente (Rodríguez, 2010).

Según (Rodríguez, 2010). Entre la literatura disponible, el tratamiento más completo para el cálculo de la socavación es el de L.A. maza, quien adopta el criterio de lischvan – lebediev. Dicho criterio supone que el caudal y el ancho de la sección son permanentes durante todo el proceso erosivo y requiere para su aplicación datos fácilmente obtenibles, tales como:

- ✓ Caudal máximo y profundidad de la corriente correspondiente a la creciente de diseño. El caudal máximo se puede obtener a partir del ajuste estadísticos de registros extremos existentes
- ✓ Perfil topográfico de las secciones características del cauce, en la zona de interés, tomando en periodos de aguas medias o bajas.
- ✓ Características del material del fondo (peso específico seco o características granulométricas).

La condición de la partida consiste en tomar un caudal unitario constante durante todo el proceso erosivo, para cada una de las franjas definidas en la sección transversal. En las orillas, el caudal unitario es cero y por tanto no se presenta erosión, impidiendo la posibilidad de un movimiento lateral del cauce; en general, si se exceptúan las curvas, esta condición se cumple. Por ejemplo, un puente los estribos impiden cualquier avance lateral (Rodríguez, 2010).

Suponer un gasto constante puede traer inconveniente cuando en el fondo del cauce exista un material más resistente a la erosión que en el resto de la sección; en la zona más débil se presenta un descenso más rápido del fondo, aumentando el caudal unitario en esta zona, y habrá una mayor profundidad de socavación (Rodríguez, 2010).

2.2.11.2. Socavación general en cauces definidos

2.2.11.2.1. Suelos cohesivos homogéneos

Según (Rodríguez, 2010). Teniendo en cuenta que el problema consiste en determinar el descenso del fondeo del cauce para un caudal de diseño correspondiente a un periodo de retorno ($Q_d Tr$) y la elevación que alcanza la superficie del flujo para estas condiciones, entonces la velocidad erosiva (V_e) puede calcularse de la siguiente manera:

$$V_e = 0.60Y_d^{1,18} \beta \psi H_s^x$$

Donde:

V_e = velocidad media de erosión del fondo (m/s).

g_d = peso específico seco que se encuentra a la profundidad H_s .

β = coeficiente que depende del periodo de retorno (Tr) de la creciente de diseño.

$$\beta = 0.0973 \log Tr + 0.79$$

Tr = periodo de retorno (años)

H_s = profundidad de la lámina de agua, medida desde la superficie del agua hacia el fondo erosionado, para $Q_d(m)$.

X = exponente variable función de Y_d .

$$X = 0,1363Y_d^2 - 0.58Y_d + 0.893$$

Ψ = depende del peso específico de la mezcla agua-material en suspensión.

$$\Psi = 1.51Y_{mez} - 0.54$$

Y_{mez} = peso específico de la mezcla agua-material en suspensión (ton/m³).

El cálculo de la variación de la velocidad media real de la corriente (V_r), para cada punto de una sección transversal, se hace en función de la profundidad del flujo, suponiendo que el caudal unitario (ΔQ) de una franja vertical de ancho ΔB , para la sección es estudio, permanece constante mientras dura el proceso erosivo.

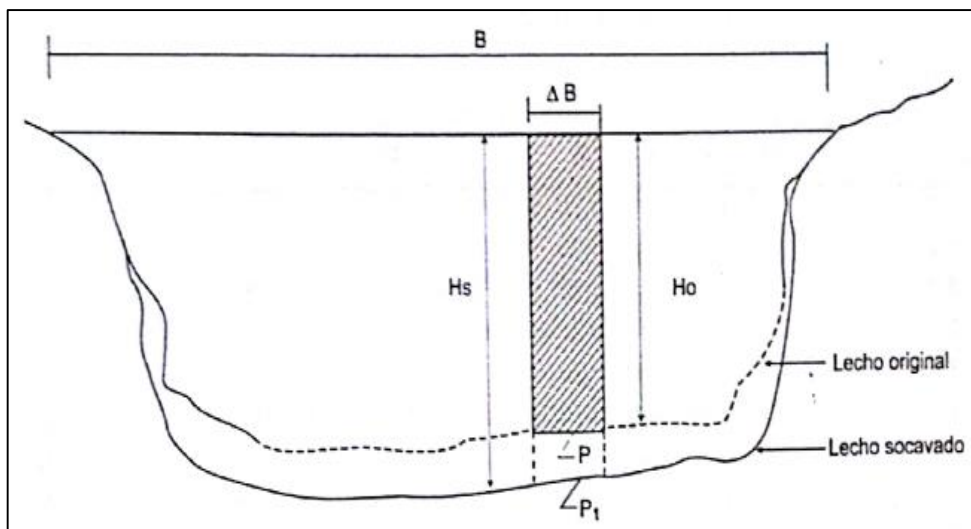


Ilustración 3.- Socavación general en cauces definidos. Variación de la velocidad media real de la corriente con la profundidad

Si al iniciarse el proceso erosivo la profundidad del flujo en una franja es H_0 el caudal unitario expresado en función de la ecuación de Manning será:

$$\Delta Q = V \Delta A = \frac{1}{n} S^{1/2} H_0^{5/3} \Delta B$$

Donde:

S = pendiente de la línea de energía

H_0 = profundidad inicial del flujo en la franja (m).

Si $\alpha = 1/n S^{1/2}$ se considera constante.

$$\Delta Q = \alpha H_0^{5/3} \Delta B$$

El valor de α puede expresarse en función de la profundidad media del flujo de toda sección transversal (H_m) antes de la erosión, y del caudal de diseño (Q_d), porque:

$$Q_d = \frac{1}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e$$

Donde:

B_e = ancho efectivo de la sección, en la superficie correspondiente al Q_d (m). En el caso de obstrucciones, como pilas y estribos de puentes, es necesario descontar la proyección de estos sobre plano perpendicular a la dirección de la corriente.

H_m = profundidad media del flujo; que se obtiene dividiendo en área hidráulica entre el ancho de la sección en la superficie libre (m).

Cuando la sección que se está analizando corresponde al cruce de un puente, la corriente de agua forma vórtices cerca de las pilas y los estribos de este, haciéndose necesario afectar del valor de Q_d por un coeficiente de contracción μ , con lo cual el caudal de diseño (Q_d) para una sección cualquiera será:

$$Q_d = \frac{\mu S^{1/2}}{n} H_m^{5/3} B_e = \alpha \mu H_m^{5/3} B_e$$

Finalmente, el factor α queda expresado de la siguiente manera:

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

Cuando se inicia el proceso de socavación (H_0) se incrementa y alcanza un valor cualquiera (H_s) al tiempo que disminuye la velocidad da un valor V_r . El caudal en una franja es:

$$\Delta Q = V_r H_s \Delta B$$

Que al ser igualada con el caudal expresado en función de las condiciones iniciales, permite obtener el valor de V_r .

$$V_r = \alpha \frac{H_0^{5/3}}{H_s}$$

Esta expresión es válida tanto para causes definidos como indefinidos.

La erosión se detendrá cuando a una oportunidad cualquiera alcanzada, el valor de V_r velocidad de la corriente capaz de producir arrastre, y V_e velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, sean iguales. Al igualar estas dos expresiones y despejar H_s , se obtiene la profundidad máxima de la lámina de agua que se presenta durante el proceso de erosión.

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0,6 Y_d^{1,18} \psi \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

La socavación esperada obtiene al restarle a H_s el valor H_0 , que corresponde a la profundidad de la lámina de agua en las condiciones iniciales.

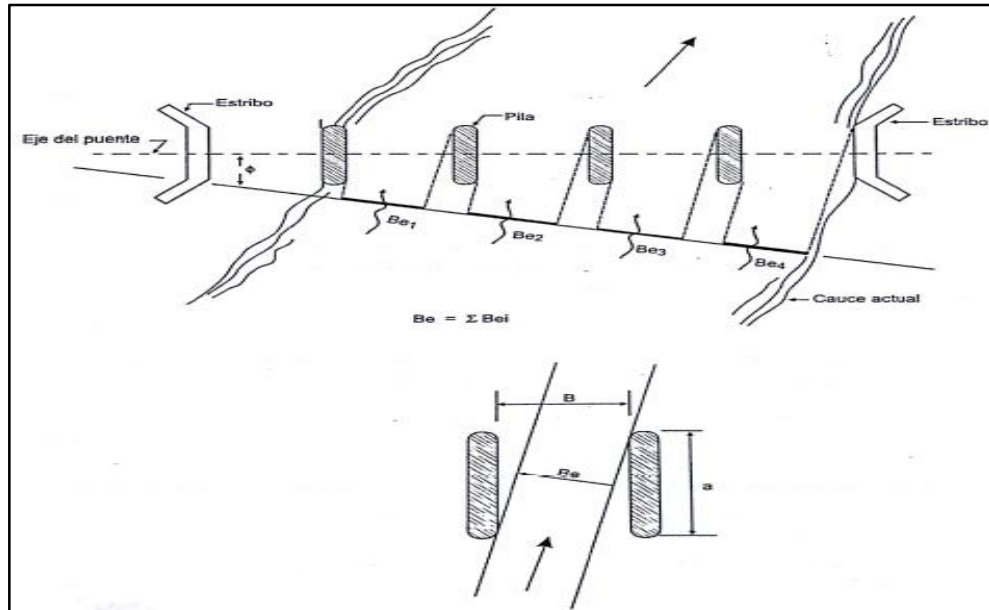


Ilustración 4.- Socavación general en cauces definidos. Determinación del ancho efectivo

Tabla 1.- Coeficiente de Contracción (u) en pilas de puente.

velocidad media en la sección m/s	longitud libre entre dos pilas, m													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
<1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,0	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,5	0,94	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
2,0	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
2,5	0,90	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
3,0	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99
3,5	0,87	0,90	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99
>4,0	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99

2.2.11.2.2. Suelos no cohesivos homogéneos

Según (Rodríguez, 2010). En estos tipos de suelos homogéneos, con rugosidad uniforme, se utiliza la siguiente ecuación para el cálculo de la velocidad erosiva, V_e :

$$V_e = 0.68\beta d_m^{0.28}\psi H_s^Z$$

Donde:

V_e = velocidad media de erosión del fondo (m/s).

d_m = diámetro medio de las partículas del material granular (mm).

$$d_m = 0.01 \sum d_i P_i$$

Donde:

d_i = diámetro medio de una fracción en la curva granulometría de la muestra analizada (mm).

P_i = peso representado en porcentaje, es decir, el peso de la fracción con respecto al peso total de la muestra (porcentaje retenido). Las fracciones escogidas no deben ser necesariamente iguales entre sí:

$$\beta = 0,0973 \log Tr + 0.79$$

H_s = profundidad de la lámina de agua medida desde la superficie del agua (para Q_d) hasta el fondo erosionado (m).

Z = exponente variable, función del diámetro medio de las partículas del material granular.

$$z = -0.0089 \log^2 d_m - 0,041 \log d_m + 0.395$$

Al aplicar la condición de equilibrio, $V_r = V_e$, y despejando H_s , profundidad máxima de la lámina de agua que se presenta durante el proceso de erosión, se tiene:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0,68 \psi \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

De donde se puede obtener la profundidad de socavación.

El perfil de socavación de una sección dada se obtiene al unir todos los puntos para los cuales se determinó el valor de la profundidad erosionada.

2.2.11.2.3. Suelos no homogéneos

Cuando es una sección transversal se presenta diferentes estratos, tanto cohesivo como no cohesivos, se emplean las mismas ecuaciones para el cálculo de H_s en cada punto, pero se requiere efectuar un proceso de tanteos (Rodríguez, 2010).

Conocido el perfil estratégico de la sección en estudio y para un punto dado de esta, se calcule el valor de H_s suponiendo que el proceso de socavación se desarrolla en el primer estrato. Si el valor obtenido se encuentra dentro del espesor de este primer estrato, significa que la socavación se desarrolló en dicha zona y este será el valor. En caso contrario, se requiere calcular un nuevo valor de H_s con las características del siguiente estrato y así sucesivamente, hasta que la profundidad calculada este dentro del estrato cuyas características se están utilizando para realizar el cálculo (Rodríguez, 2010).

2.2.11.2.4. Socavación general en causes no definidos

2.2.11.2.4.1. Suelos homogéneos cohesivos y no cohesivos

Según (Rodríguez, 2010). Cuando un río carece de un cause bien definido - se tienen por ejemplo corrientes pequeñas que se entrecruzan, cambiando de posición con relativa facilidad -, la actividad erosiva es más reducida.

En este caso, la condición de equilibrio se establece entre la velocidad media de la corriente (V_r) y una velocidad media no

erosionable (V_e), que depende de la naturaleza del material del fondo y de la profundidad de la corriente.

$$V_e = v_{ne} H_s^{0.2}$$

Donde:

v_{ne} = velocidad máxima no erosionante cuando una profundidad del flujo es de 1.0m (m). en los cuadros 3.2 y 3.3 se presentan dichos valores para suelos cohesivos y no cohesivos, respectivamente.

Con excepción de este nuevo parámetro, se emplean las mismas expresiones para el cálculo de la socavación, quedando la siguiente ecuación tanto para materiales cohesivos como no cohesivos.

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{v_{ne}} \right)^{0.833}$$

Valores de v_{ne} para suelos cohesivos, m/s. H=1 m

Tabla 2.-Valores de v_{ne} para suelos cohesivos, m/s. H=1 m

Tipos de suelos	$1,20 \leq \gamma_d \leq 1.66$ ton/m ³	$1,66 \leq \gamma_d \leq 2.04$ ton/m ³	$2.04 \leq \gamma_d \leq 2.14$ ton/m ³
Arcillas francas	0.85	1.20	1.70
Suelos arcillosos y limos plásticos	0.80	1.20	1.70
Arcilla margosas	0.70	1.00	1.30

Tabla 3.- Valores de V_{ne} para suelos no cohesivos, m/s. $H=1$ m

Tipo de suelo	D_m	v_{ne} (m/s)
Limos de plásticos	0.005 – 0.05	0.20 – 0.30
Arena fina	0.05 – 0.25	0.30 – 0.45
Arena media	0.25 – 1.0	0.45 – 0.60
Arena gruesa	1.0 – 5.0	0.60 – 0.85
Grava fina y media	5.0 – 25.0	0.85 – 1.45
Grava gruesa	25.0 – 75.0	1.45 – 2.40
Fragmentos pequeños	75.0 – 200	2.40 – 3.80
Fragmentos medios	200.0 – 400.0	3.80 – 4.75

2.2.11.2.4.2. Suelos heterogéneos cohesivos y no cohesivos

Para un suelo heterogéneo y un subsuelo geológicamente estratificado, la profundidad de la erosión se puede calcular usando la misma metodología empleada para el cálculo de la socavación general en cauces definidos para suelos heterogéneos, teniendo en cuenta que debe utilizarse la velocidad media no erosionable (v_{ne}) que deba ser igual en la condición de equilibrio con velocidad media de la corriente (v_r) (Rodríguez, 2010).

2.2.11.2.5. Socavación transversal

La socavación o erosión transversal, o erosión en un estrechamiento es el descenso del fondo del cauce de un río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido a la mayor velocidad de la corriente en esa zona cuando se construyen obras dentro del cauce de un río, como por ejemplo acceso a puentes o un número excesivo de pilas, o debido aun afloramiento rocoso (Rodríguez, 2010).

El aumento de la velocidad permite más capacidad de transporte, lo que origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del

cruce; si es posible, se ensanchará el cauce hasta establecer la condición de equilibrio de la corriente (Rodríguez, 2010).

Los criterios expuestos en el análisis de la socavación general pueden aplicarse para determinar la magnitud de la erosión transversal. El método de Straub se puede emplear para calcular, de una manera práctica, cuanto desciende el fondo de un cauce cuando por la construcción de una obra se ha disminuido su sección hidráulica (erosión transversal) (Rodríguez, 2010).

En este método, se supone que para la sección de estudio (sección reducida) y una sección de aguas arriba (inalterada) se cumple el principio de la conservación de la masa. Igualmente, se supone que la rugosidad a lo largo del tramo es la misma y que el arrastre de fondo es igual cuando la sección reducida se estabiliza (Rodríguez, 2010).

La expresión resultante es:

$$H_t = H_0 \left(\frac{B_0}{B_t} \right)^{0.642}$$

Donde:

H_t = profundidad de la lámina de agua en la sección reducida (m).

H_0 = profundidad de la lámina de agua en la sección de aguas arriba inalterada (m).

B_t y B_0 = ancho de la superficie libre en las mismas secciones (m).

2.2.11.2.6. Socavación en una curva

El cauce de un río sufre alteraciones debido a muchas causas, una de las cuales corresponde a la acción erosiva que se presenta en los estrados de una curva (efectos de la naturaleza centrífuga). También, por ejemplo, al disminuir la velocidad en una zona aumenta el depósito de materiales, etc., y en especial cuando el flujo no es permanente (caudal variable), la acción erosiva y la capacidad de transporte varían todo el tiempo (Rodríguez, 2010).

En el caso de que un puente o una estructura de paso que quede localizado sobre la curva de un río, y esta sea estable, la profundidad máxima al paso de la creciente dependerá de las condiciones iniciales del perfil de la sección y su cálculo se hará suponiendo que se tiene una socavación general o una socavación transversal (Rodríguez, 2010).

Cuando por cualquier razón el cruce de un puente quede localizado sobre una curva de un río y esta no sea estable, es necesario evaluar las nuevas profundidades que se tendrán en el cauce. Conocido el nuevo perfil, se debe calcular la erosión máxima al paso de una creciente (Rodríguez, 2010).

Cuando una curva se fija, las mayores profundidades se tienen junto al pie de la margen protegida. La máxima profundidad varía a lo largo de la curva, presentándose del centro hacia aguas debajo de esta.

Para el cálculo de la erosión en una curva se puede utilizar el criterio de altunin, tomando en cuenta que este método determina la profundidad máxima que se produce en la curva en función de la profundidad media del tramo recto, solo se aplica si la sección transversal de la curva no es reducida en el cruce, tanto en el cauce principal como en el de avenida (Rodríguez, 2010).

La fórmula de altunin es:

$$H_{max} = E_i H_{rec}$$

Donde:

H_{max} = máxima profundidad que se presenta en un punto cualquiera de la curva (m).

E_i = coeficiente que dependerá de la relación B/r. el subíndice depende de si se trata de socavación de aguas medias (i=1) o de aguas máxima (i=2).

B = ancho de la superficie libre del río en el tramo recto (m).

r = radio de la curva medio al centro del cauce (m).

H_{rec} = profundidad media de la lámina de agua en el tramo recto (m).

Tabla 4.- Coeficientes E_i para el cálculo de la socavación en curvas.

	1.00	0.70	0.50	0.33	0.25	0.20	0.16	0.00
e_1	3.00	2.69	1.60	1.43	1.33	1.27	1.24	1.00
e_2			3.00	2.57	2.57	1.84	1.48	1.27

2.2.11.2.7. Socavación local

2.2.11.2.7.1. Socavación al pie de las pilas de puente

Uno de los problemas más frecuentes, tanto en el diseño como en el mantenimiento, consiste en evaluar con precisión la socavación local que se registra en el fondo del cauce por la presencia de las pilas y estribos de un puente, cuando no se logra apoyarlos en un estratos rocoso, o de un material capaz de soportar los esfuerzos cortantes generados por la corriente (Rodríguez, 2010).

Precisamente debido a la frecuencia con los que los ingenieros deben enfrentarse al problema de la socavación local, numerosos investigadores han trabajado en el desarrollo de metodologías que permitan determinar con alguna confiabilidad los parámetros para los diseño de las estructuras afectadas por la corriente de agua. Dichas metodologías abarcan desde correlaciones realizadas con mediciones directas en estructuras o modelos, hasta teorías bastante elaboradas que involucran aspectos tales como la profundidad de la lámina de agua, la geometría de las pilas o estribos, la dirección de la corriente y las características del flujo y el material del lecho. Sin embargo, en la actualidad no es posible decir que exista una metodología con la que se pueda resolver rigurosamente el problema de la socavación local (Rodríguez, 2010).

El cálculo de la socavación local al pie de las pilas o estribos, como parte del análisis de estabilidad de las estructuras, exige conocer las

características del cauce y del flujo, una vez que se hayan presentado y evaluado los otros tipos de socavación. En otras palabras, la profundidad de socavación local emitida presenta el descenso del lecho adyacente a la estructura, medido desde el fondo del cauce luego de producirse los demás tipos de socavación posibles, excepto cuando la teoría de socavación local defina expresamente los parámetros de cálculo (Rodríguez, 2010).

Según (Rodríguez, 2010). Mediante la ecuación de Manning y el criterio de Shields para transporte límite de partículas, se puede estimar la velocidad crítica media del flujo (V_{ocr}), la cual permite definir el tipo de socavación que ocurre, si se compara con la velocidad media real de la corriente (V_0) correspondiente al caudal de la creciente.

$$v_{ocr} = \frac{1}{n} R^{1/6} (0.06(Y_s - 1)d_m)^{1/2}$$

Donde:

v_{ocr} = velocidad crítica media de la corriente a partir de la cual hay movimiento de partículas (m/s).

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

R = radio hidráulico (m).

γ_s = peso específico del material del lecho (ton/m).

d_m = diámetro medio de las partículas del lecho (m).

Si $v_{ocr} > V_0$, se presenta socavación por agua clara.

Si $v_{ocr} > V_0$, Se presenta socavación con transporte continuo de sedimentos.

Los resultados obtenidos de diferentes investigaciones pueden agruparse de acuerdo con la forma de las expresiones e cálculo y los parámetros utilizados, como se presenta a continuación:

Ecuaciones del grupo I

A este grupo pertenecen los métodos cuya expresión de cálculo tiene la siguiente forma general:

$$\frac{d_s}{y_0} = A\left(\frac{b}{Y_0}\right)^x$$

Donde:

d_s = máxima profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho (m).

b = ancho de la pila normal a la corriente no perturbada (m).

Y_0 = profundidad media del flujo aguas arriba de la pila (m).

En este grupo, las ecuaciones más representativas son las siguientes:

Breussers:

Es una relación geométrica, que proporciona una profundidad de socavación constante para cualquier pila dada, independientemente de la magnitud de la creciente o del material que conforma el lecho.

$$d_s = 1.4b$$

Larras:

Esta expresión se obtuvo a partir de medidas de socavación tomadas en varios puentes de Francia.

$$d_s = 1.05Kb^{0.75}$$

Donde:

K = factor de corrección combinados de larras. $K = K_x K_y$.

K_x = factor de coerción por la forma de la pila.

K_y = factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente.

Laursen I:

Deducida en principios para pilas rectangulares enfrentadas al flujo y considerando transporte de sedimentos. Para pilas de nariz redondeada, el coeficiente 1.5 de la ecuación debe sustituirse por 1.2; para pilas no paralelas al flujo, siempre se toma 1.5 como coeficiente.

Tabla 5.- Método de Larras, Factor de corrección (K_x) por forma de la pila

Forma de pilas	Elongación de las pilas	K_x chatou	K_x lowa	K_x tilson	K_x escande
Circular	1	1.0	1.0	1.0	1.0
lenticular	2		0.91		
	3		0.76		
	4	0.73		0.67	
	7			0.41	
	4	0.86			
Joukowski o perfil aerodinámico	4.1			0.76	
	4.5				0.76
	2		0.91		
elíptica	3		0.83		
	4	0.92		0.86	
Circular doble	4.0	0.95			
oblonga	1.0		1.0		
	1.5		1.0		
	2.0		1.0		
	3.0		1.0		
	4.0	1.03			
Rectangular chaflanada	4		1.01		
	0.25		1.03		
	4			1.4	
	4.5				1.25
	5.3			1.4	
	9.3			1.4	

Tabla 6.- Método de Larras. Factor de corrección (K_y) por ángulo de ataque de la corriente.

Forma de pilas	Elongación de las pilas	$K_x 0^2$	$K_x 10^2$	$K_x 15^2$	$K_x 20^2$	$K_x 30^2$	$K_x 45^2$
Circular	1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
lenticular	2	0.91				1.13	
	3	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4	0.76		1.12		1.50	2.02
	4.5					1.36	
Joukowski	4	0.86		1.09		1.40	
	4.5					1.36	
	4.5					1.36	
elíptica	2	0.91				1.13	
	3	0.83	0.98	1.06	1.24		
	4	0.92		1.18		1.51	
Ojival oblonga	2	1.0				1.10	
	3	1.0	1.02	1.13	1.24		
	4	1.0		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
	4.5					1.60	
Rectangular	2	1.11		1.38		1.56	1.65
	4	1.11		1.72		2.17	2.43
	4(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6	1.11		2.20		2.69	3.05
	8	1.11		2.23		3.03	3.64
	10	1.11		2.48		3.43	4.16

Ecuaciones del grupo II:

La expresión general adimensional de este grupo de ecuaciones es:

$$\frac{d_s}{Y_0} = BN_a^s \left(\frac{b}{Y_0}\right)^t$$

Donde:

N_a = número adimensional de la pila, que puede ser el NF (número de Froude) o el NR (número de Reynolds).

b = ancho de la pila normal a la corriente no perturbada (m).

Y_0 = profundidad media del flujo de aguas arriba de la pila (m).

T, B, s = coeficientes.

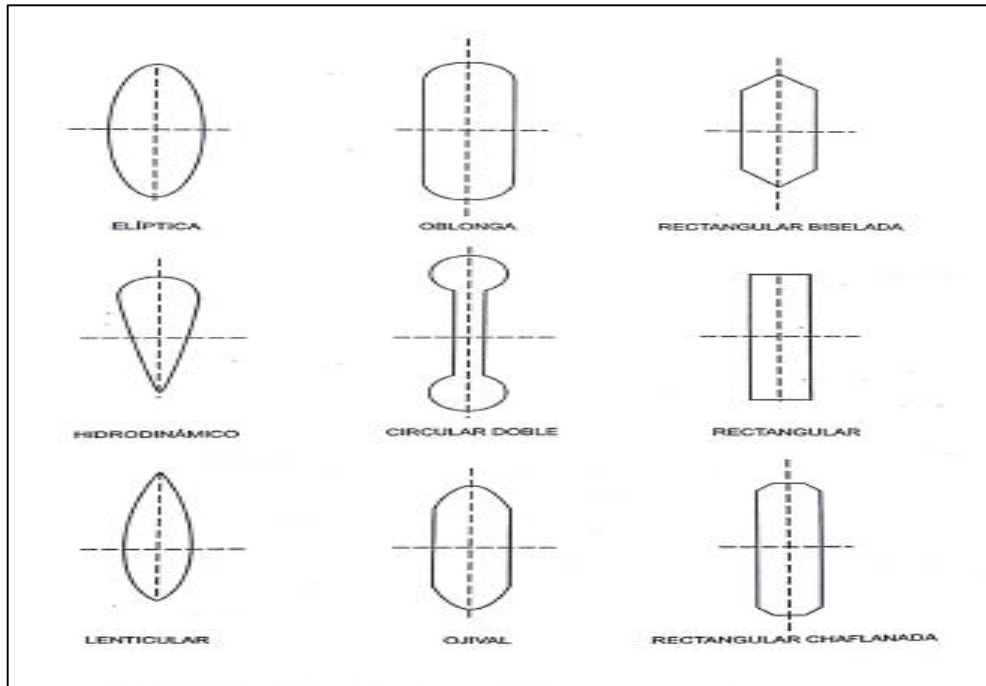


Ilustración 5.- Socavación en pilas de puentes. Método de Larras. Formas corrientes de pilas.

En este grupo se encuentra las ecuaciones de:

Shen I

$$d_s = 0,00073R_e^{0,619}$$

Donde:

$R_e = N_a$ = número de Reynolds de la pila. $(V_0 b)/n$.

b = ancho de la pila (m).

n = viscosidad cinemática del agua (m^2/s). ($1,14E^{-6}m^2/s$ Para el agua a $15^\circ C$)

d_s = profundidad de equilibrio de socavación medida desde la cota del lecho (m).

V_0 = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s).

Shen II-1

$$\frac{d_s}{b} = 11,0F_{rp}^2$$

Shen II-2

$$\frac{d_s}{b} = 3,4 F_{rp}^{0,67}$$

Donde:

F_{rp} = número de froude de la pila. $F_{rp} = V_0/(gb)^{1/2}$

b = ancho de la pila (m).

V_0 = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s).

g = aceleración de la gravedad (m/m^2).

Estas dos ecuaciones son válidas para el caso límite de socavación por agua clara, donde se supone las condiciones de movimiento incipiente en el tramo aguas arriba del puente.

Coleman

Ecuación deducida en condiciones de suministro continuo de sedimentos.

$$\frac{V_0}{\sqrt{2gd'_s}} = 0,60 \left(\frac{V_0}{\sqrt{gb}} \right)^{0,9}$$

$$d'_s = 1,054 V_0^{0,1}$$

Donde:

d'_s = profundidad de socavación debajo del nivel del lecho en la parte aguas arriba (m).

b = ancho de la pila (m).

V_0 = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s).

g = aceleración de la gravedad (m/m^2).

Ecuaciones del grupo III:

Las ecuaciones de este grupo, obtenidas en canales de irrigación en la india, permiten calcular la profundidad total de la socavación, medida desde la superficie libre del agua.

La forma general adimensional de estas ecuaciones es:

$$\frac{d_s}{Y_0} = C F_r^y \left(\frac{b}{Y_0}\right)^2$$

Las fórmulas más características de este tipo son las siguientes:

Inglis – Poona

Basadas en los resultados de los modelos del puente hardingue. No se hace distinción entre socavación por agua clara o con movimiento continuo de sedimentos, lo cual implica una gran incertidumbre en la calidad de sus resultados.

$$\frac{d_s}{Y_0} = C F_r^y \left(\frac{b}{Y_0}\right)^2 - 1$$

$$\frac{D_s}{b} = 2,32 \left(\frac{q^{2/3}}{b}\right)^{0.78}$$

Donde:

D_s = profundidad de socavación medida desde la superficie del agua (m).

$q = Q/b_1$ = caudal unitario aguas arriba del puente ($m^3/s/m$).

b_1 = ancho medio de la sección aguas arriba del puente.

b = ancho de la pila (m).

blench

Deducida con base en la ecuación anterior, por lo que conserva sus limitaciones.

$$\frac{Y_s}{Y_r} = 1,8 \left(\frac{b}{Y_r} \right)^{1/4}$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación medida desde el nivel del lecho de aguas medias (m).

b = ancho medio de la sección.

$$Y_r = 1,33(q^2/f)^{1/3}$$

f = factor de turbidez = $1,76 d_m^{1/2}$.

d_m = ancho de la pila (m).

El valor calculado de la profundidad de socavación debe corregirse por el factor del ángulo de ataque de la corriente ($K\alpha$) y por el factor de la forma de la nariz de la pila (K_s).

$$K\alpha = [(L \text{ sen } a/b) + 1]^{1/6}.$$

Tabla 7.- Método de arunachalam. Factor de corrección por la forma de la nariz de la pila (ks).

forma de la nariz de la pila	relacion largo - ancho	Ks Chatou	Ks laurse	ks tison	ks Escande
circular		0,97	1,0	1,0	1,0
oblonga		1,0	1,0	1,0	
circular doble		0,92			
eliptica	02:01		0,91		
	03:01		0,83		
lenticular	02:01		0,91		
	03:01		0,76		
	04:01	0.71		0,67	
	07:01			0,41	
rectangular biselada				1,01	
rectangular			1,30	1,40	1,25

Ecuaciones del grupo IV:

Son ecuaciones en las cuales no se especifica si la socavación es por agua clara o con transporte continuo de sedimentos. La forma general es la siguiente:

$$\frac{d_s}{Y_0} = DF_r^2 - E \left(\frac{d_m}{Y_0} \right)$$

Entre las más conocidas y utilizadas se pueden destacar las siguientes:

Bata:

Ecuación obtenida a partir de las técnicas del análisis dimensional. Se observa que el número de froude de la corriente aguas arriba es mucho más significativo que el diámetro de las partículas. La expresión para cálculo de la socavación es:

$$\frac{d_s}{Y_0} = 10 \left(F_r^2 - \frac{3d_m}{Y_0} \right)$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación media desde el nivel del lecho natural (m).

Y_0 = profundidad del flujo aguas arriba (m).

F_r = froude de la corriente = $V_0/(gY_0)^{1/2}$.

V_0 = velocidad media del flujo aguas arriba del puente (m).

Yaroslavtziev:

El método propuesto por este autor se obtuvo por observación directa en puentes de la antigua URSS. Los parámetros característicos utilizados son la velocidad de la corriente, el tamaño de los granos del fondo del cauce, la geometría de la pila el ángulo de ataque de la corriente contra esta. A diferencia del anterior método expuesto, distingue dos tipos de materiales: cohesivos y no cohesivos. La expresión del cálculo es:

$$d_s = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d_{85}$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación local medida desde el fondo natural del cauce.

e = coeficiente de corrección que depende de la ubicación de la pila dentro del cauce.

$e = 0,6$ si la pila se encuentra en el cauce principal.

$e = 1$ si la pila se encuentra dentro del cauce de la creciente.

d_{85} = valor del tamiz por el que pasaría el 85% de las partículas de material expresado en peso (m).

K_f = coeficiente que depende de la forma de la pila y del ángulo de ataque de la corriente.

K_v = coeficiente, función del número de froude de la pila.

$$K_v = 10^{-0,28\left(\frac{V^2}{gb_1}\right)^{1/3}}$$

$$\log K_v = -0,28 \left(\frac{V^2}{gb_1}\right)^{1/3}$$

Donde:

V = velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la socavación general (m/s).

b_1 = proyección de un plano perpendicular a la corriente; b_1 es igual a b cuando el eje del puente es normal a la corriente (m).

K_H = coeficiente que depende de la relación H_s/b_1 .

$$K_H = 10^{(0,17-0,35\left[\frac{H_s}{b_1}\right])}$$

$$\log K_H = 0,17 - 0,35 \left[\frac{H_s}{b_1}\right]$$

Donde:

H_s = profundidad de la lámina de agua, medida después de ocurrida la socavación general (m).

b_1 = proyección de un plano perpendicular a la corriente; b_1 es igual a b cuando el eje del puente es normal a la corriente (m).

El autor advierte que cuando la relación $H_s/b_1 < 2$ y la pila no está alineada respecto a la corriente, el método puede inducir a errores considerables por defecto. Así mismo, cuando $d_{85} < 0,5\text{cm}$, recomienda no usar el segundo miembro de la fórmula.

Para utilizar la fórmula en suelos cohesivos, se presenta a continuación una equivalencia de diámetros.

Tabla 8.- Diámetros equivalentes d_{85} para suelos cohesivos. Método de Yaroslavtziev.

Características de los suelos	Peso volumétrico del material seco (ton/m^3)	d_{85} equival. (cm) CH	d_{85} equival. (cm) MH	d_{85} equival. (cm) CL-ML
Poco compactos	1,2	1,0	0,5	0,5
Medianamente compactos	1,2 – 1,6	4,0	2,0	2,0
Compactos	1,6 – 2,0	8,0	8,0	3,0
Muy compactos	2,0 – 2,5	- 10,0	10,0	6,0

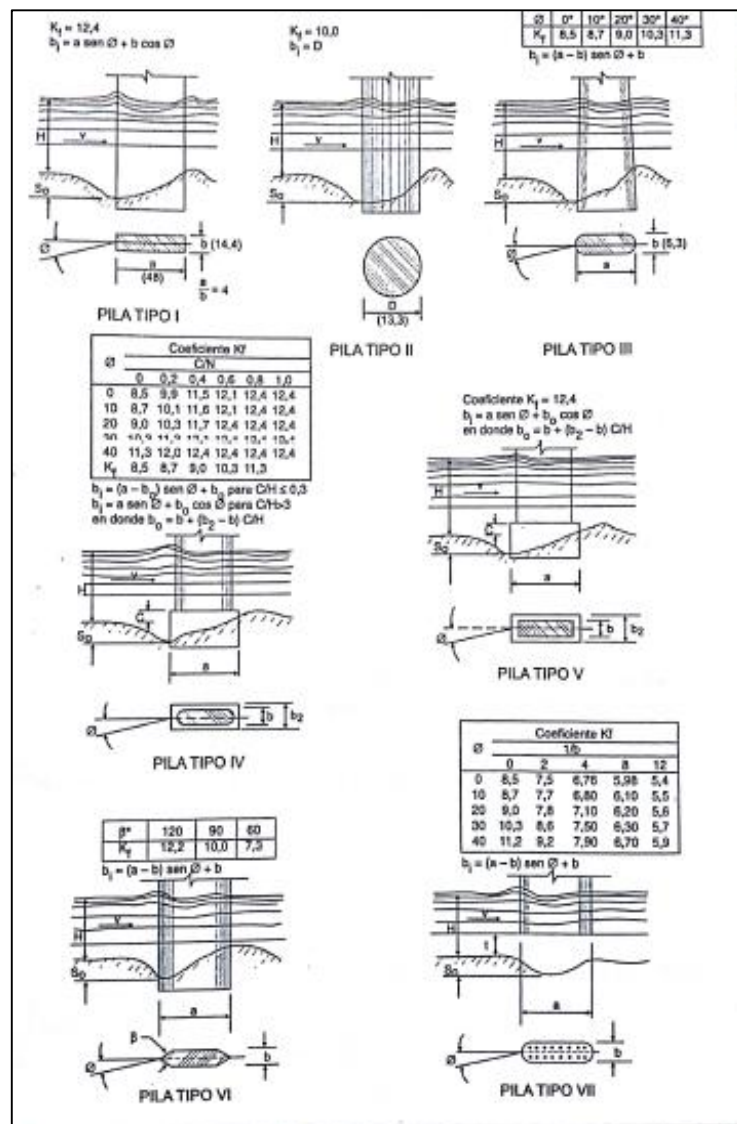


Ilustración 6.- Socavación en pilas de puentes. Método de Yaroslavtziev.

2.2.11.2.8. Socavación al pie de estribos y espolones

Según (Rodríguez, 2010). Para el cálculo de la socavación en estribos, en general se utilizan las fórmulas de field, liu y artamonov; este último permite calcular, además, la socavación pie de espolones.

Método de field:

Se basa en una carta de diseño para socavación de equilibrio, la cual se construyó utilizando los métodos de liu y alia para muros verticales y estribos de tablero vertical.

El cálculo de la socavación se hace partir de las curvas, a las cuales se entra con los siguientes parámetros adimensionales:

$$\frac{D_s M}{Y_0}, \frac{bM}{Y_0}, F_r \sqrt{M}$$

Donde:

D_s = profundidad de socavación de equilibrio, medida bajo la superficie del flujo normal ($D_s = d_s + Y_0$) (m).

d_s = profundidad de socavación local, medida desde el nivel del lecho (m).

Y_0 = profundidad media de la lámina de agua (m).

M = proporción de abertura. $M = (B'/B)$.

B' = ancho de la abertura del puente a una profundidad de $Y_0/2$ debajo de la superficie del flujo normal.

B = ancho promedio de la parte superior del canal de aproximación o de aguas arriba (m).

b = proyección normal al flujo del estribo o pila, medida a nivel del lecho (m).

F_r = número de froude del flujo $=V_0/(gY_0)^{0,5}$.

V_0 = velocidad media normal del flujo (m/s).

Con la carta de diseño se obtiene el parámetro $D_s M/Y_0$, que permite hacer el cálculo de D_s .

A este valor de D_s se deben aplicar los factores de corrección o factores multiplicadores, según la forma y el talud del estribo, posición del estribo dentro del cauce y ángulo de ataque de la corriente.

Tabla 9.- Método de field de corrección por la forma de los estribos.

Forma del estribo	K_s
Tablero vertical	1,00
Muro vertical angosto	1,00
Aletas a 45°	0,85
1 ^{1/2} :1 completamente abierto	0,65
1 ^{1/2} :1abierto con pared vertical debajo del nivel normal del techo	0,80

Método de field. Factor de corrección por la posición del estribo en el cauce (K_b)

Tabla 10.- Método de field. Factor de corrección por la posición del estribo en el cauce (K_b).

Posición	K_b
1. Canal recto o entrada a la curva	1,00
2. Lado cóncavo de la curva (externo)	1,10
3. Lado convexo de la curva (interno)	0,80
4. Debajo de la curva, lado cóncavo	
- Curva pronunciada	1,40
- Curva moderada	1,10

En el caso de socavación para agua clara, se utilizan las mismas curvas, pero se toma la profundidad Y_c y a velocidad V_c , que corresponden a los valores críticos, es decir, aquellos donde la

descarga dada fluye de tal manera que se presenta el movimiento incipiente de las partículas

2.2.11.2.8.1. Método de colorado state university (CSU) para cálculo de la socavación local.

En este método de la universidad de colorado, la socavación local en pilas de puentes es función de las propiedades del fluido, del tamaño, las características del flujo, del material de lecho y de la geometría de la pila. Esta ecuación, recomendada por el reporte No. 18 y utilizada en el HEC RAS, se utiliza para un lecho activo en corriente de lechos arenosos no cohesivos (Rodríguez, 2010).

Según (Rodríguez, 2010). La ecuación del CSU preside la profundidad de socavación en pilas y se utiliza tanto para socavación por agua clara como para socavación con transporte continuo de sedimentos. La expresión es la siguiente:

$$Y_s = 2,0K_1K_2K_3K_4b^{0.65}Y_1^{0.35}Fr_1^{0.43}$$

Donde:

Y_s = profundidad de socavación, medida desde el lecho, m.

Y_1 = profundidad de flujo directamente aguas arriba de la pila. Se toma como profundidad de la lámina de agua justo aguas arriba de la sección del puente.

K_1 = factor de corrección por la forma de la nariz de la pila

K_2 = factor de corrección por ángulo de ataque de la corriente.

K_3 = factor de corrección por la condiciones del lecho.

K_4 = factor de corrección por acorazamiento del lecho.

b = ancho de la pila, en caso de un una pila conformada por un grupo de pilotes y si no existe la posibilidad de obstrucción por escombros arrastrados por la corriente, el ancho se considera igual al área proyectada de los pilotes ignorando el espacio entre ellos, m.

L = longitud de la pila, m.

Fr_1^0 = numero de froude justo aguas arriba de la pila. Se toma de las condiciones de flujo nde la sección aguas arriba del puente $Fr_1^0 = V_1 / (gY_1)^2$ y V_1 es la velocidad media de flujo en seccion aguas arriba de la pila.

Nota: para las pilas con nariz redondeada y alineada con la corriente la máxima profundidad de socavación se limita así:

$Y_s \leq 2,4$ veces el ancho (b) de la pila, si $Fr_1 \leq 0,8$.

$Y_s \leq 3,0$ veces el ancho (b) de la pila, si $Fr_1 \leq 0,8$.

De acuerdo con el reporte Hec No. 18, a la ecuación de la universidad de colorado se le puede aplicar un factor de corrección opcional, KW , para pilas anchas de aguas poco profundas.

Tabla 111.- Factor de corrección K_1 por la forma de la nariz de la pila.

Forma de la nariz de la pila	K_1
a) Nariz cuadrada	1,1
b) Nariz redondeada	1,0
c) Cilindro circular	1,0
d) Nariz triangular	0.9
e) Grupos de cilindros	1,0

Factor de corrección K_2 ángulo de ataque de la corriente.

Tabla 122.- Factor de corrección K_2 ángulo de ataque de la corriente.

ϕ	L/b = 4	L/b = 8	L/b = 12
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.3	4.3
90°	2.5	3.9	5.0

Nota: el Factor de corrección K_1 por la forma de la nariz de la pila se determina con el cuadro para ángulos de ataque menores de 5° para ángulos mayores, K_2 domina y K_1 se debe hacer igual a 1,0. Si $L/b > 12$, se puede utilizar $L/b = 12$. K_2 Se puede calcular de acuerdo con la siguiente ecuación, $K_2 = (\cos \theta + \frac{L}{b} \text{sen} \theta)^2$.

Tabla 13.- Factor de corrección K_3 por condiciones de lecho

Condiciones del techo (configuración)	Altura de duna H en metros	K_3
socavación por, agua clara	N/A	1.1
lecho plano y flujo antiduna	N/A	1.1
Pequeñas dunas	0.6 < H < 3,0	1.1
Dunas medias	3,0 < H < 9,0	1.1 – 1.2
Duna grandes	H < 9,0	1.3

De acuerdo con lo obtenido por la universidad de colorado, el factor de corrección K_4 disminuye la la profundidad de socavón debido al acorazamiento del hueco de socavación cuando el material del lecho tiene un $D_{50} \geq 0,002$ m y un $D_{50} \geq 0,020$ m.

La expresión para obtener el factor K_4 es la siguiente:

$$K_4 = 0,4 (V_R)^{0.15}$$

Expresión en la que:

$$V_R = \left[\frac{V_1 - V_{i50}}{V_{c50} - V_{i95}} \right]$$

$$V_{i50} = 0.645 \left[\frac{D_{95}}{b} \right]^{-0.053} V_{c50}$$

$$V_{i95} = 0.645 \left[\frac{D_{95}}{b} \right]^{-0.053} V_{c95}$$

Donde:

V_R = relación de velocidades.

V_1 = velocidad promedio en el canal principal o en la zona de inundación para la sección transversal justo aguas arriba del puente m/s.

V_{i50} = velocidad requerida para iniciar la socavación en la pila para un tamaño del grano D_{50} , m/s.

V_{i95} = velocidad requerida para iniciar la socavación en la pila para un tamaño del grano D_{95} , m/s.

V_{c50} = velocidad crítica o de movimiento incipiente para un tamaño de material de lecho D_{50} , m/s.

V_{c95} = velocidad crítica o de movimiento incipiente para un tamaño de material del lecho D_{95} , m/s.

b = ancho de la pila.

$$V_{c50} = K_u Y^{\frac{1}{6}} D_{50}^{\frac{1}{3}}$$

$$V_{c95} = K_u Y^{\frac{1}{6}} D_{95}^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

Y = profundidad de la lámina de agua justo aguas arriba de la pila, m

$K_u = 6.19$, en unidades de sistema internacional.

El factor K_4 toma un valor mínimo de a, 4 para los tamaños de material establecidos

$$(\Delta_{50} \geq 0,002 \text{ m } \text{ Y } \Delta_{95} \geq 0,02 \text{ m })$$

En la ecuación CSU, cuando están expuesta la zapatas o el cabezal de la fundación de las pilas a causa de una degradación a largo plazo o por socavón por contracción, se recomienda que se tome el ancho de la pila como valor de b , si la parte superior de la base de la pila o cabezal de pilotes está a nivel o debajo del lecho (después de considerar la degradación a largo plazo y la socavación por contracción).si la zapata de la pila se extiende por encima del lecho, es necesario realizar un segundo calculo utilizando el ancho de la zapata cabezal como valor de b y la profundidad y velocidad promedio en la zona de flujo obstruido por la zapata para los valores de y y de v en la ecuación de socavación. Se adopta el mayor valor de estos dos cálculos. Para determinar la velocidad promedio del flujo en la fundación expuesta (v_f) se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{V_f}{V_1} = \frac{\ln\left(10.93 \frac{Y_f}{K_s} + 1\right)}{\ln\left(10.93 \frac{Y_f}{K_s} + 1\right)}$$

Donde:

V_f = velocidad promedio en la zona de flujo debajo de la parte superior de la fundación, m/s.

Y_f = distancia del techo a la parte superior de la fundación, m.

K_s = rugosidad del grano en el techo. Normalmente se toma como el D_{84} del material del techo, m.

Y_1 = profundidad del flujo aguas arriba de la pila, m.

Los valores de V_f y Y_f se utilizan en la ecuación de CSU.

2.2.11.2.8.2. Ecuación de froehlich para la estimación de la socavación en una pila.

Según (Rodríguez, 2010). Esta ecuación desarrollada por D. froehlich (1991) la utiliza el HEC – RAS como ecuación alternativa a la ecuación de la universidad de colorado. Esta ecuación muestra una buena relación con los datos observados (FHWA). La ecuación es:

$$Y_s = 0.32\phi(b)^{0.62}Y_1^{0.47}Fr_1^{0.22}D_{50}^{-0.09} + b$$

Donde:

ϕ = factor de corrección por perfil de la nariz de la pila: $\phi = 1.3$ para la pila con nariz cuadrada; $\phi = 0,7$ para pila con nariz afilada (triangular).

B = proyección del ancho de la pila con respecto a la dirección del flujo, m.

Los demás términos ya han sido definidos.

Esta forma de ecuación de froehlich se utiliza para predecir la máxima socavación en una pila, para propósitos de diseño. Cuando se suma en la expresión el ancho b de la pila se está asumiendo un factor de seguridad.

2.2.11.2.8.3. Método de Field

Se basa en una carta de diseño para socavación de equilibrio, la cual se construyó utilizando el método de liu y alia para muros verticales estribos de tableros verticales (Rodríguez, 2010).

Según (Rodríguez, 2010). El cálculo de la socavación se hace a partir de las curvas, a las cuales se entra con los siguientes parámetros adimensionales.

$$\frac{D_s M}{Y_0}, \frac{D_s M}{Y_0}, F_r \sqrt{M}$$

Donde:

D_s = profundidad de socavación de equilibrio, medida bajo la superficie de flujo normal ($D_s = d_s + Y_0$) [m].

d_s = Profundidad de socavación local, medida desde el nivel del lecho (m).

Y_0 = profundidad medida de la lamina de agua (m).

M = proporción de cobertura. $M=(B/b)$.

B = ancho de la abertura del puente a una profundidad de $Y_0 / 2$ debajo de la superficie de flujo normal (m).

b = proyección normal al flujo del estribo o pila, medida a nivel del lecho (m).

F_r = número de froude de flujo = $V_0 / (g Y_0)^{0,5}$.

V_0 = velocidad media normal del flujo (m/s)

Con la carta de diseño se obtiene el parámetro $D_s M / Y_0$ que permite hacer el cálculo de D_s .

Tabla 14.- Método de field. Factor de corrección por la forma de los estribos.

Forma de estribo	K_s
Tablero vertical	1.00
Muro vertical angosto	1.00
Aletas a 45°	0.85
11/2: completamente abierto	0.65
11/2: abierto con pared vertical debajo del nivel del lecho	0.80

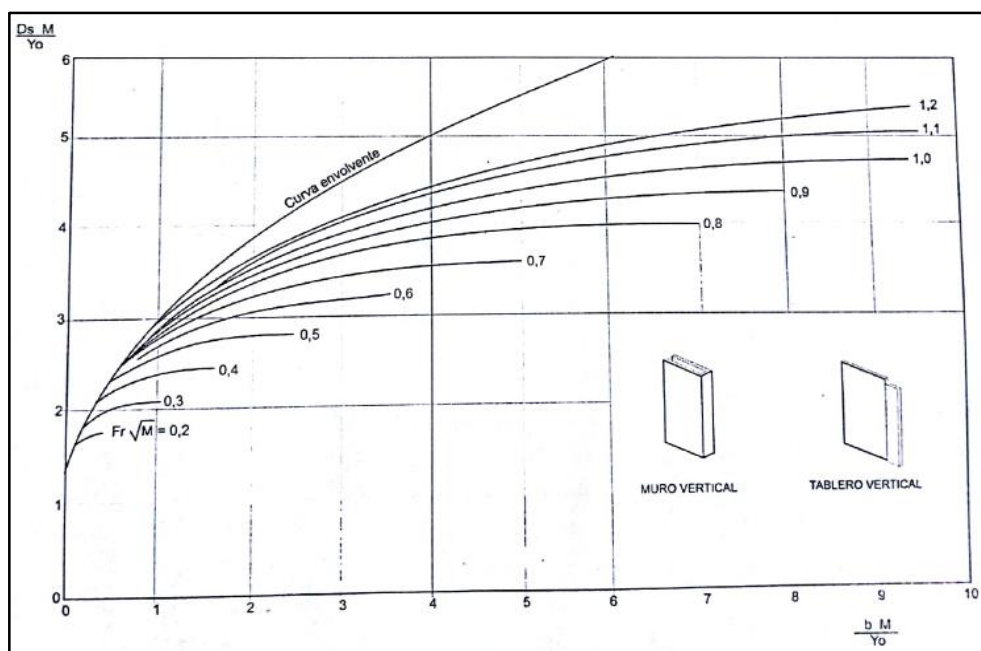


Ilustración 7.- Método de field. Factor de corrección por la posición del estribo en el cauce (K_b).

Tabla 15.- Método de Field. Factor de corrección por la posición del estribo en el cauce (K_b)

Posición	K_b
1. Canal recto o entrada a la curva	1.00
2. Lado cóncavo de la curva (extremo)	1.10
3. Lado de convexo de la curva (interno)	0.80
4. Debajo de la curva, lado cóncavo	
- Curva pronunciada	1.40
- Curva moderada	1.10

En el caso de socavación por agua clara, se utilizan las mismas curvas pero se toman la profundidad Y_c y a la velocidad V_c que corresponden a los valores críticos, es decir, aquellos donde la descarga dada fluye de tal manera que se presenta en movimiento incipiente de las partículas.

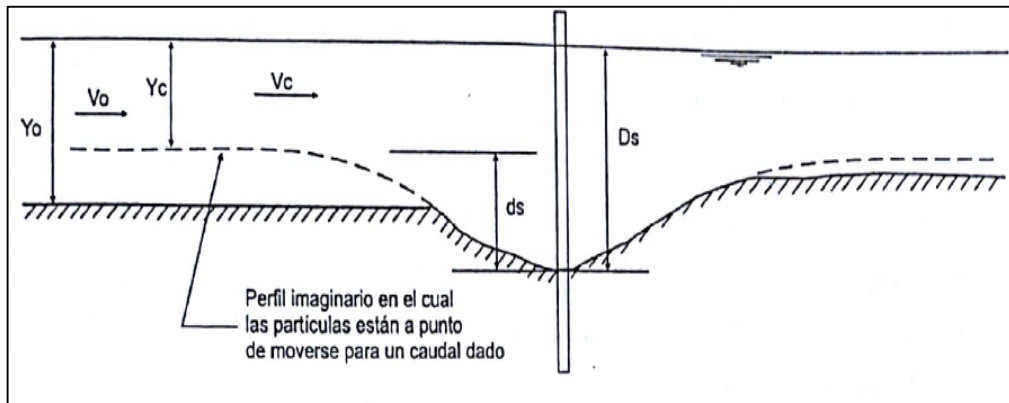


Ilustración 8.- Método de Field. Factor de corrección para el ángulo de ataque (K_0)

2.2.11.2.8.4. Método de Liu y Alia

(Rodríguez, 2010). La ecuación utilizada en este método es el resultado del análisis dimensional y estudios de laboratorio, en condiciones de transporte continuo de sedimentos.

$$\frac{D_s}{Y_0} = 2,15 \left(\frac{b}{Y_0} \right)^{0,4} Fr^{0,33}$$

Donde:

d_s = profundidad de equilibrio de socavación medida desde el nivel del lecho (m).

Y_0 = profundidad de la a lámina de agua medida aguas arriba (m).

Fr = número de froude = $v_0/(gY_0)^{1/2}$

V_0 = velocidad de flujo aguas arriba (m).

b = ancho del muro o aleta vertical de los estribos de tablero o cuerpo vertical (m).

Los autores han propuesto que el valor de d_s/Y_0 debe incrementarse un 30% para estimar la máxima profundidad de socavación.

2.2.11.2.8.5. Método de Artamanov

(Rodríguez, 2010). Este método permite calcular no solo la profundidad de socavación al pie de estribos sino además al pie de espigones.

Según (Rodríguez, 2010). En el desarrollo de la ecuación se ha considerado que este tipo de socavación depende de vario factores entre los que se destacan los siguientes:

- ✓ La relación entre el caudal que teóricamente es interceptado por el estribo o por el espigón y el caudal total que transporta el cauce.
- ✓ El talud que tiene los lados de estribos (R_1).
- ✓ El ángulo formado por la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la obra.

La profundidad de la lámina de agua, incluyendo la profundidad de socavación al pie del estribo, es.

$$D_s = P_\alpha P_q P_R H_0$$

Donde.

D_s = socavación total al pie del estribo o espigón, medida desde la superficie libre del agua (m).

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q con Q_1 , el caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera, y Q , el caudal total que escurre por el río.

$$Q_1 = 1,4675 + 6,55238 \left(\frac{Q_1}{Q} \right) - 4,0238 \left(\frac{Q_1}{Q} \right)^2$$

Donde:

P_a = coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la dirección de la corriente.

P_R = coeficiente que depende de la latitud que tiene los lados de la obra.

H_0 = profundidad de la lámina de agua en el sitio junto al estribo o al espigón antes de la erosión (m).

En el caso de tener espigones, no se dispone de ningún criterio que permita evaluar la erosión cuando estos están cubiertos por el agua, pero es importante anotar que como la ecuación calcula el valor máximo que se presenta, en estos casos Q_1 debe tomarse como el caudal máximo que teóricamente el espigón puede interpretar hasta su corona.

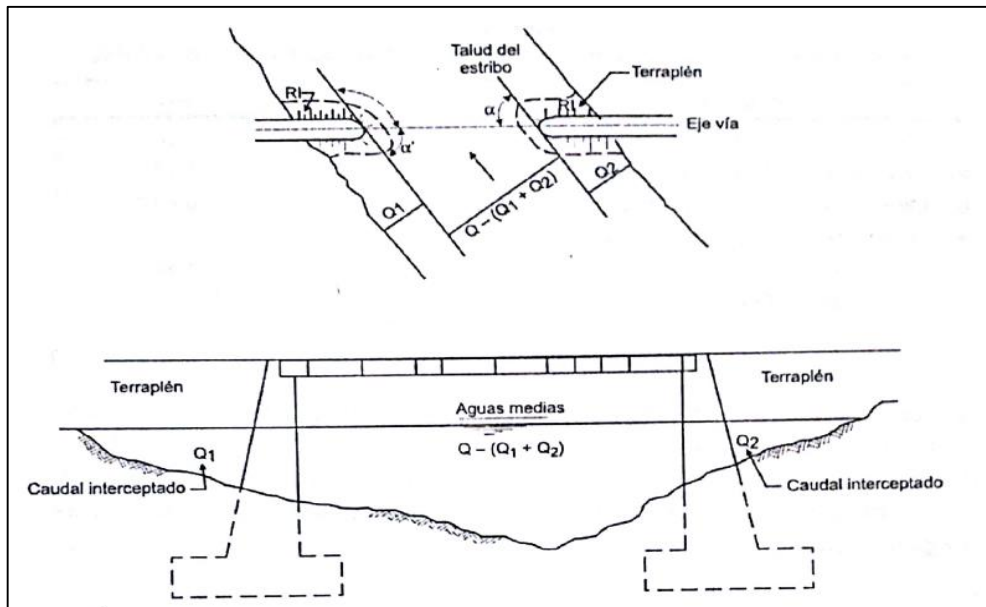


Ilustración 9.- Método de Artamanov. Interceptación del flujo por los estribos dentro del canal.

Método de Artamanov. Valores de los coeficientes P_a , P_q y P_R

Tabla 16.- Coeficiente P_q en función del ángulo α que forma el eje de la obra con la dirección de la corriente.

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_a	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

Tabla 17.- Coeficiente P_q en función de la relación de caudales Q_1/Q o Q_2/Q .

Q_1/Q	0,10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Tabla 18.- Coeficiente P_R en función del talud R de los lados de la obra

Talud R	0.0	0.05	1.0	1.5	2.0	3.0
P_R	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

2.2.11.2.8.6. Método de froehlich para socavación en estribos

Al definir la cota de fundación de los estribos cerca o sobre el cauce principal es necesario considerar, adicionalmente a la migración lateral del canal, los potenciales de socavación por contracción y general. Algunos autores recomiendan como norma general que la cota de arranque de los estribos quede mínimo a 1,8 metros por debajo del lecho, incluyendo la socavación general, la socavación por contracción y la migración lateral de la corriente. Esta ecuación es utilizada por el HEC – RAS para el cálculo de la socavación local (Rodríguez, 2010).

Froehlich analizo y midió la socavación por agua clara para 170 casos de lecho activo en canales de laboratorio y mediante un análisis de regresión, obtuvo la siguiente expresión:

$$\frac{y_s}{y_a} = 2,27K_1K_2\left(\frac{a'}{y_a}\right)^{0.43}Fr^{0.61} + 1$$

Donde:

y_s = profundidad de socavación, m.

K_1 = factor de corrección por forma del estribo

K_2 = factor corrección por el angulo de ataque (θ) del flujo contra el talud del estribo. $\theta > 90^\circ$ cuando el estribo es perpendicular al flujo, $\theta > 90^\circ$ si el terraplén apunta hacia aguas abajo y $\theta > 90^\circ$ si el terraplén apunta hacia aguas arriba. $K_2 = (\theta > 90^\circ)^{0.13}$

a' = longitud de estribo proyectado perpendicular al flujo (m).

Fr = número de froude del flujo de aproximadamente aguas arriba del estribo.

$$Fr = V_e / (gY_a)^{1/2}$$

$V_e = Q_e / A_e$ = velocidad media de flujo (m/s).

Q_e = caudal obstruido por el estribo y el terraplén de acceso (m³/s).

A_e = área de flujo de la sección transversal de aproximación obstruido por el terraplén (m²).

y_a = profundidad media de flujo en la planicie de inundación en las cercanías de la sección del puente (m).

Tabla 19.- Coeficiente por forma de estribo

Descripción	K_1
Estribos de paredes verticales (muros de acompañamiento)	1.00
Estribos de paredes verticales son aletas	0.82
Estribos inclinados o con terraplén	0.55

2.2.11.2.8.7. Ecuación de Hire para socavación en estribos

Según (Rodríguez, 2010). La ecuación de Hire es obtenida a partir de los datos de campo de socavaciones medidas sobre la punta de espigones en el río Mississippi (datos obtenidos por la Usace) y también utilizada por el HEC – RAS en el cálculo de la socavación local.

La ecuación es:

$$Y_s = 4y_1 \left(\frac{K_1}{0,55} \right) K_2 Fr_1^{0,33}$$

Expresión en la que:

Y_s = profundidad de socavación, pies.

Y_1 =profundidad de lámina de agua en pata del estribo en el canal principal, m, tomando una sección justo aguas arriba del puente.

K_1 = factor de corrección por el perfil del estribo

K_2 = factor de corrección por el ángulo de ataque (θ) del flujo contra el talud del estribo. $\theta=90^\circ$ cuando el estribo es perpendicular al flujo, $\theta<90^\circ$ si el terraplén apunta hacia, y $\theta>90^\circ$ si el terraplén apunta hacia aguas arriba. $K_2 = (\theta/90^\circ)^{0,33}$

Fr_1 = número de froude calculado con base en velocidad y la profundidad adyacente y aguas arriba de la pata del estribo.

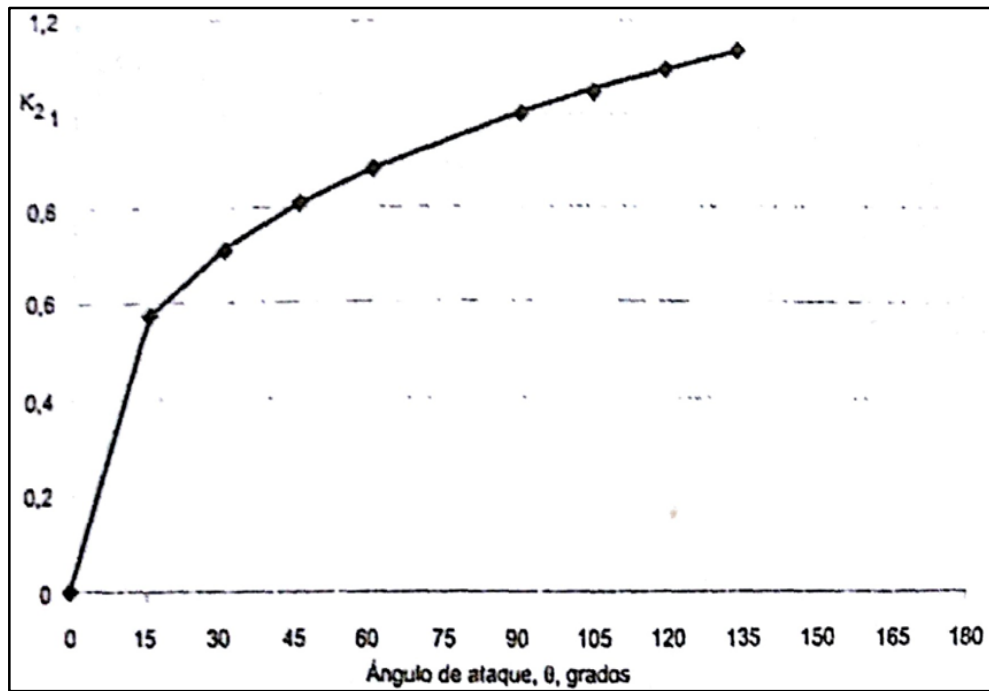


Ilustración 10.- Factor de corrección $K_{2'}$ por orientación del estribo.

2.2.11.2.9. Cálculo De La Forma De Socavación

Algunos de los métodos para calcular profundidades locales de socavación requieren que se determine previamente la forma de socavación: en lecho móvil (vivo) o en agua clara. Para esto es necesario que se determine si el flujo en el cauce principal o en las laderas aguas arriba del puente está transportando o no materiales para luego escoger la ecuación que resulte apropiada. Las profundidades de socavación en lecho móvil pueden estar limitadas si existe una apreciable cantidad de partículas grandes en el fondo del cauce, caso en el cual es aconsejable usar también ecuaciones de socavación en agua clara y escoger la profundidad que resulte menor de las dos o la que a criterio resulte más representativa. Así mismo, ecuaciones de socavación en agua clara deben usarse si es poca la cantidad de material que es transportado desde aguas arriba a la contracción o si el material es muy fino como

para ser retenido en el hueco de socavación. Para determinar si el flujo aguas arriba está transportando materiales de lecho, se debe calcular la velocidad crítica para inicio de transporte de sedimentos V_c de la partícula D50 y compararla con la velocidad media de la corriente en el cauce principal o en las laderas o sobre bancas aguas arriba de la abertura del puente (Guevara, 2016).

- Agua clara $V < V_c$
- Lecho móvil $V > V_c$

La velocidad media se determina según la ecuación de Manning y para calcular la velocidad crítica se usa cualquiera de las ecuaciones vistas en la Parte II, aunque es muy usual aplicar la siguiente ecuación recomendada en HEC-18.

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

$$V_c = 6,19 h^{1/6} D_{50}^{1/3}$$

V_c = velocidad crítica por encima de la cual el material de lecho con tamaño D50 o más pequeño es transportado [m/s]

h = profundidad del flujo [m]

D50 = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor [m] La ecuación 3.9 es una simplificación de la siguiente ecuación de tipo más general,

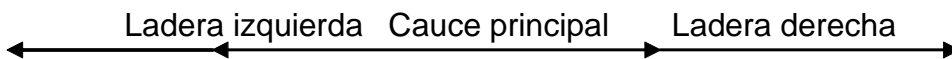
$$V_c = \frac{K_s^{1/2} \left(\frac{G-1}{s} \right)^{1/2} D^{1/2} h^{1/6}}{n}$$

K_s = parámetro de Shields = 0.039

G_s = gravedad específica del material del lecho = 2.65

n = coeficiente de rugosidad de Manning = 0.041 $D^{1/6}$

Es importante determinar mediante observación directa en el campo los límites del cauce principal, lo que en la práctica no siempre resulta fácil de hacer, sobre todo si el cauce no está muy bien definido. Algunos criterios generales son: definir el cauce que siempre transporta agua con un período de retorno frecuente (ejemplo, $T_r = 2$ años), observar cambios bruscos de pendiente en la sección transversal del cauce, observar cambios en los materiales del cauce pues muy posiblemente el cauce principal está compuesto de partículas diferentes a las laderas o sobre bancas (Guevara, 2016).



2.2.11.2.10. Cálculo De La Socavación General Por Contracción

Según Líschtvan-Levediev (Maza, 1967) las expresiones para evaluar la socavación general son las siguientes: Para suelos granulares:

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_0^{5/3}}{0,68 D_m^{0,28} \cdot \beta \cdot \psi} \right]^{1/z}$$

Para suelos cohesivos:

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_0^{5/3}}{0,60 D^{1,18} \cdot \beta \cdot \psi} \right]^{1/x}$$

Donde:

$$\alpha = \frac{Qd}{(H_m)^3 B_e \cdot \mu}$$

Y_S = Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida y el fondo erosionado.

H_o = Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida, y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida).

Y_s, y_o = Se miden en cada sección vertical donde se desea hacer el cálculo.

Y_m = Tirante medio medido entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original. Se obtiene de dividir el área hidráulica entre el ancho de la superficie libre B_e .

W_e = Ancho libre de la superficie al presentarse la avenida

Q_d = Gasto del diseño D_m = Diámetro medio; si el material del fondo es friccionante.

Y_s = Peso volumétrico seco; si el material es cohesivo.

X, y = Exponentes en función de D_m o γ S según el tipo de material del fondo.

ψ = Coeficiente que depende de la concentración del material transportado en suspensión.

β = Coeficiente, depende del período de retorno del gasto de diseño.

μ = Coeficiente que depende de la contracción del cauce.

Tabla 20.- Socavación General,, segundo tanteo Socavación en los estribos

punto	geometria			socavacion general										socavacion estribo					
	abscisas (m)	cota fondo (msnm)	nivel aguas maximas (msnm)	Ho (m)	μ	α	β	g materia l (t/m3)	X	d (mm)	Z	Hs (m)	Hs-Ho (m)	cota socavacion (msnm)	Q1 (m3/s)	pq	palfa	Pr	Ds (m)
0	0	257,85	256,4	0	0,95	1,24	0,98	1,6	0,313928			0,00	0,00	257,85	3,41	1,48	0,97	1	2,011
1(EI)	5	255	256,4	1,4	0,95	1,24	0,98	1,6	0,313928			2,12	0,72	254,28					
2	8,5	253	256,4	3,4	0,95	1,24	0,98	2,6	0,306388			5,99	2,59	250,41					
3	15,3	251	256,4	5,4	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			13,85	8,45	242,55					
4	25,8	250,5	256,4	5,9	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			16,05	10,15	240,35					
5(P1)	35	250,3	256,4	6,1	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			16,96	10,86	239,44					
6	38	250,5	256,4	5,9	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			16,05	10,15	240,35					
7	45,15	251	256,4	5,4	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			13,85	8,45	242,55					
8	51,45	251,5	256,4	4,9	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			11,78	6,88	244,62					
9	56,73	250	256,4	6,4	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			18,38	11,98	238,02					
9(P2)	65	250,2	256,4	6,2	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			17,43	11,23	238,97					
10	68,1	250,5	256,4	5,9	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			16,05	10,15	240,35					
11	71,35	251	256,4	5,4	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			13,85	8,45	242,55					
12	77,84	252	256,4	4,4	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			9,84	5,44	246,56					
13	83,2	253	256,4	3,4	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			6,40	3,00	250,00					
14	91,16	254	256,4	2,4	0,95	1,24	0,98	2,4	0,286088			3,58	1,18	252,82					
15(ED)	95	254,8	256,4	1,6	0,95	1,24	0,98	1,6	0,313928			2,65	1,05	253,75	5,190	1,49	0,97	1	2,310
16	96,4	255	256,4	1,4	0,95	1,24	0,98	1,6	0,313928			2,12	0,72	254,28					
17	99,25	257	256,4	0	0,95	1,24	0,98	1,6	0,313928			0,00	0,00	257,00					

Tr[años]=	metodo de maza	metodo de artamanov		
caudal, Tr100 [m3/s]=	100			
nivel de aguas maximas en la seccion del puente [m]=	1636,25			
nivel de aguas medias en la seccion del puente [m]=	256,4			
area hidraulica efectiva de la seccion [m2]=	253			
ancho efectivo de la seccion del puente en la superficie libre,	451,42			
ancho de la seccion aguas arriba del puente, Bo[m]=	83,16			
profundidad media de flujo, Hm [m]	95,85			
	5,43			
estrato 1: peso especifico=1,6 t/m3				
estrato 2: diametro medio de las particulas del fondo [mm]=				
estrato 3: peso especifico=2.4 t/m3				
calculo del caudal de diseño para Tr= 100 años	caudal E:I:			
Q	1636,2 m3/s	interceptado		
A	451,42m2	E.D.		
P	98,14 m	Q	3,414 m3/s	5,190 m3/s
S	0,00248 m/m	A	3500 m2	4,500 m2
n	0,038	P	5,450 m	5,450 m
V	3,62 m/s	s	0,002 mm	0,002 mm
		n	0,038	0,038

- ✓ Peso específico del suelo $Y_s = 2,4 \text{ ton/m}^3$
- ✓ Profundidad del flujo uniforme. Se toma el tirante medio aguas arriba de la pila. $Y = 6,1 \text{ metros}$.

- ✓ Cálculo de la velocidad crítica V_c :

La altura de rugosidad equivalente: $K = 2,5 \cdot d_{50} = 2,5 \cdot 5\text{mm} = 12,5\text{ mm} = 0,0125\text{ m}$

$$V_c = \sqrt{0,05(y_s - 1)(6 + 2,5 \ln \frac{Y}{K})} =$$

$$\sqrt{0,05 * (2,40 - 1) * 9,81 * 0,005v(6 + 2,5 \ln \frac{6,1}{0,0125})}$$

$$V_c(\alpha) = V_c \cos(\alpha) \sqrt{1 - 0,42 \tan^2(\alpha)} =$$

$$1,59 \cos(8 \cdot 31,54") \sqrt{1 - 0,42 \tan^2(8 \cdot 31,54")} = 1,59 \text{ m/seg}$$

- **Función f_1 :**

$$\frac{(V)}{(V_c)} = \left(\frac{3,62}{1,59} \right) = 2,28 > 1,0, \text{ entonces } f_1 \left(\frac{V}{V_c} \right) = 1,0$$

- **Función f_2 .** Factor de corrección por la forma de la nariz de la pila. para una pila oblonga con nariz redondeada, f_2 es 1.45.
- **Función f_3 .** Factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente. Se obtiene método de laursen y toch. Con un ángulo de ataque de 12° y una relación de elongación de $4K_3 = 1,5$ que se corrige por el factor de 0,9 por la forma de la nariz de la pila. $f_3 = 1,5 \cdot 0,9 = 1,35$.

$$\frac{d_s}{b} = f_1 \left(\frac{V}{V_c} \right) \cdot f_2(\text{forma}) \cdot f_3 \left(\alpha, \frac{L}{b} \right) \cdot \left(\frac{Y}{b} \right)^{0,3} = 1,0 * 1,45 * 1,35 \left(\frac{6,1}{2} \right)^{0,3} = 2,735$$

$$d_s = y_s = 2,0 * 2,735 = 5,47\text{m}$$

Para el método de la universidad colorado, los valores utilizados para la aplicación de la fórmula son:

- ✓ Profundidad de flujo directamente aguas arriba de la pila: $y_1 = 6,1\text{m}$.
- ✓ Velocidad media frente a la pila: $V = 3,62\text{m/seg}$.

- ✓ Ancho de la pila: $b = 2$ metros.
- ✓ Factor corrección por la forma de la nariz o tajamar de la pila se toma $K_1 = 1,0$, para una pila con nariz redondeada.
- ✓ Factor de corrección por ángulo de atraque de la corriente, para ángulo de ataque de 12° y relación de elongación de L/b de 4, $K_1 = 1,45$.

Factor de coreccion por las condiciones del lecho, para la socavcion por agua clara, $K_3 = 1,1$.

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} = \frac{3,62}{\sqrt{9,81 * 6,1}} = 0,467$$

$$\frac{y_s}{y_1} 2,0 K_1 K_2 K_3 \left(\frac{b}{y_1}\right)^{0,65} Fr^{0,43} = 2,0 * 1,0 * 1,45 * 1,1 * \left(\frac{2}{6,1}\right)^{0,65} * 0,467^{0,43} = 1,11$$

$$y_s = 1,11 * 6.1 = 6,77m.$$

De acuerdo con los planteamientos teóricos y prácticos presentados para definir la cota segura a la cual se deben cimentar los estribos, las pilas y en general todos los elementos de apoyo de la superestructura del puente, la recomendación más conservadora establece que para estimar la cota máxima aconsejable se deben acumular todas las socavaciones existentes. Al realizar este procedimiento se puede observar que es necesario hacer la cimentación de todos los elementos de soporte por debajo del estrato 3, donde, de acuerdo con los datos del problema, se encuentra la roca.

2.2.11.3. Efecto de la cimentación sobre la socavación local en estribos

(Guevara, 2016). La mayoría de las investigaciones realizadas hasta la fecha se han hecho para pilas que tienen sección transversal uniforme a

lo largo de su altura por lo que las ecuaciones de diseño existentes se basan en un ancho único. Ejemplos de pilas no uniformes comprenden pilas sobre zapatas, pilas sobre pilotes y pilas sobre cajones. Debido a la forma y tamaño no uniformes de la pila, se hace difícil escoger las dimensiones representativas para tener en cuenta al calcular las profundidades de socavación. La dimensión representativa puede ser el ancho de la pila, el ancho de la cimentación o un ancho ponderado. Sin embargo, existen algunas investigaciones que tratan de dar claridad sobre el efecto del tamaño y la profundidad del hueco de socavación cuando la pila es de forma y tamaño no uniforme, o cuando la cimentación queda expuesta al flujo, lo cual es un caso muy común en la realidad, (Ver HEC-18, (1993, 1995); Sterling Jones, J., Kilgore, R. T. y Mistichelli, M. P., (1992); Parola, A. C., Mahavadi, S. K., Brown, B. M. y Khoury, A. E. (1996); y Melville, B. W. y Raudkivi, A. J., 1996)). En general, tres casos de localización de la cimentación se pueden considerar:

- a) El tope de la cimentación está por encima del lecho del río. La profundidad de socavación a esperarse fluctúa entre un mínimo cuando la cimentación está a ras del lecho ($z = 0$), hasta un máximo cuando el ancho de la cimentación tiene efecto sobre toda la profundidad del agua ($-z = h$), donde $-z$ es la altura de la cimentación sobre el lecho del cauce.
- b) El tope de la cimentación se encuentra por debajo del lecho del río y dentro del hueco de socavación ($0 < z < ds$). Las profundidades de socavación esperadas resultan menores ya que la influencia de la cimentación puede llegar a absorber los vórtices de herradura

asociados con la socavación. Esta disminución de la socavación es más notoria cuando la cimentación se encuentra justo por debajo del lecho del río. La reducción de socavación para el caso de la pila ligeramente enterrada y la pila con cimentación situada a ras del lecho del río es tan brusca que resulta poco seguro tenerla en cuenta. Considerando este factor y que la reducción en la socavación es muy difícil de estimar, para efectos prácticos, se sugiere calcular la socavación considerando únicamente el efecto del ancho de la pila sin tener en cuenta el efecto de la cimentación.

(Guevara, 2016). El tope de la cimentación está por debajo del hueco de socavación ($z > ds$) En este caso, la forma y las dimensiones de la cimentación no influyen para nada en la socavación. Los métodos vistos para calcular la socavación considerando únicamente el efecto de la pila deben ser usados J. Sterling Jones, R. T. Kilgore y M. P. Mistichelli (1992), han evaluado tres técnicas para caracterizar las dimensiones efectivas del conjunto pila y cimentación cuando ambas están expuestas al flujo:

- a) Uso del ancho de la cimentación como dimensión característica cuando la altura de la cimentación ocupa más del 10% de la profundidad del agua.
- b) Uso de un ancho ponderado determinado con base en el promedio del ancho de la pila y del ancho de la cimentación con relación a la profundidad del flujo que los afecta. Una alternativa a esta técnica es el uso de una altura equivalente para el conjunto pila

cimentación, según la cual el área de la pila se convierte en una altura adicional de cimentación.

c) Uso del componente que domina en el conjunto pila/cimentación tal como se trata a continuación.

2.2.11.4. Efecto del tipo y localización de la cimentación sobre la socavación local

Descripción del modelo HEC-2 El modelo HEC-2 (U.S. Corps of Engineers, 1991) desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (H.E.C.) del U.S. Corps of Engineers calcula perfiles de superficie libre en régimen permanente gradualmente variado en cauces naturales o artificiales. El procedimiento computacional está basado en la solución de la ecuación de energía unidimensional y las pérdidas de energía se evalúan por la ecuación de Manning. El método de cálculo es el conocido como standard por pasos.

El modelo está también diseñado para estudios de manejo de planicies inundables o de seguros contra crecidas. Se pueden evaluar el comportamiento hidráulico de puentes, alcantarillas, defensas de márgenes, etc. Modelación Para la aplicación del modelo HEC-2 se contó con 79 perfiles transversales de los cauces correspondientes a los arroyos Choya, Gruta, Florida y Fariñango, además del Colector que une los arroyos Gruta y Fariñango, como así también con el relevamiento de la geometría de 16 puentes y alcantarillas como se puede apreciar parcialmente en la Figura 11. Para la determinación de los coeficientes de Manning se tuvieron en cuenta los siguientes factores: rugosidad de la superficie, vegetación, irregularidades en la

geometría de las secciones transversales, variaciones en la configuración planimétrica de la traza, erosiones, obstrucciones, perímetro mojado abarcado, posibles cambios estacionales, material en suspensión y transporte de fondo. La modelación para obtener, primero el perfil hidráulico y luego las zonas inundables, se realizó separando el desarrollo longitudinal de los cauces en 9 tramos. Siguiendo las instrucciones sobre modelación del Manual del Usuario del Modelo HEC-2 se adoptaron las siguientes pautas: - las corridas en cada tramo y para cada TR se realizaron en régimen subcrítico (desde aguas abajo hacia aguas arriba) y supercrítico (desde aguas arriba hacia aguas abajo), totalizando 108 corridas del modelo. De esta manera se pudo determinar exactamente cuál es el régimen y en consecuencia el tirante de agua en cada sección. - los puentes y alcantarillas se trataron con la opción "special bridge" que calcula las pérdidas de energía a través de la estructura para todas las posibilidades de tipo de flujo (libre, a presión, vertedero o combinación de éstos). - los tirantes de agua iniciales para el cálculo del perfil hidráulico fueron los normales correspondientes a la sección de inicio.

Análisis de los resultados En base a las detalladas salidas del modelo HEC-2 se ha podido conformar una planilla de carácter cuantitativo (Tabla II) que permite visualizar rápidamente en cada tramo las secciones que se ven sobrepasadas ante eventos de diferente tiempo de recurrencia. La Tabla II establece 3 niveles de riesgo: - (-) el nivel de agua no supera el cauce definido: significa que el tirante de agua se encuentra comprendido entre el fondo y el borde definido, artificial

o naturalmente, como canal conductor de los escurrimientos frecuentes.

2.2.11.5. Modelos Matemáticos

2.2.11.5.1. Modelos Hidrológicos

(Guevara, 2016). Si el ciclo hidrológico se presenta como un sistema, entonces este es posible representarlo mediante un modelo.

Un modelo es una representación aproximada de un sistema real. Por lo tanto, un modelo hidrológico tratara de representar en forma aproximada al ciclo hidrológico.

Tabla 21.- Balance anual global de agua en el planeta

VARIABLES	UNIDADES	OCÉANO	TIERRA
área	(Km ²)	361,300.000	148,800,000
precipitación	(Km ³ /año)	458,000	119,000
	(mm/año)	1,270	800
	(pulg/año)	50	31
evaporación	(Km ³ /año)	505,000	72,000
	(mm/año)	1,400	484
	(pulg/año)	55	19
Escorrentía hacia los océanos			
ríos	(Km ³ /año)		44,700
Agua subterránea	(Km ³ /año)		2,200
Escorrentía total	(Km ³ /año)		47,000
	(mm/año)		305
	(pulg/año)		12

(Guevara, 2016). Un modelo hidrológico puede ser de ser dos clases: modelo físico y modelo abstracto. El primero trata de representar a escala el ciclo hidrológico, y el segundo lo representa en forma matemática.

En hidrología se usa mayormente el modelo abstracto o matemático, que es una ecuación que relaciona las variables de entrada y salida del sistema hidrológico. En la práctica, la importancia del modelo temático reside en que conociendo las entradas y estudiando la operación del sistema es posible predecir su salida. Las variables pueden ser funciones del tiempo y del espacio y también pueden ser variables probabilísticas o aleatorias, más aun tratándose de la lluvia como entrada que es un fenómeno altamente aleatorio (Guevara, 2016).

2.2.11.5.1.1. Modelos Hidráulicos

En el análisis Hidrológico debe tenerse muy presente las limitaciones y condiciones de desarrollo de las metodologías que se utiliza. Este es un aspecto de gran importancia, ya que en nuestro medio es común la utilización de formulaciones desarrolladas en otros países con condiciones hidrológicas y topográficas diferentes al nuestro; sin embargo, son las herramientas disponibles ya que no existe la instrumentación adecuada para obtener datos confiables de la relación lluvia escurrimiento en la cuenca de estudio (Guevara, 2016).

El estudio hidrológico contempló el cálculo de parámetros morfológicos, tiempos de concentración, duración e intensidad de la lluvia y cálculo de caudales a partir de diferentes metodologías. y el presente informe está estructurado de la siguiente manera: la primera parte consiste en la descripción teórica de los métodos para la estimación de caudales máximos utilizando los modelos Lluvia escurrimiento, la segunda parte se enfoca a la aplicación de dichas metodologías sobre

la cuenca de la quebrada la Bramadora a la altura de la finca Betania, se describe la localización, la información base, los parámetros Geomorficos, la tormenta de diseño, el cálculo de la precipitación efectiva y la estimación de los caudales máximos por los diferentes métodos aquí presentados. Se analizan los resultados y se define el caudal de diseño (Guevara, 2016).

1. Estimación de caudales máximos utilizando Modelos lluvia escorrentía

Los modelos lluvia escorrentía con base en hidrógrafas sintéticas permiten hallar los caudales máximos para diferentes periodos de retorno utilizando los parámetros geomorfológicos de cada subcuenta en área de estudio. Las hidrógrafas unitarias sintéticas permiten construir un hidrograma de escorrentía superficial para una lluvia de duración y profundidad unitaria para una cuenca sin registros de caudal. Las componentes principales que definen cada hidrógrafa son: el tiempo de rezago, el tiempo de concentración, el tiempo base y el tiempo al pico, dichas componentes son estimadas en función de parámetros morfo métricos de la cuenca tales como el área, la pendiente promedio, cota máxima, cota mínima, distancia al centroide, etc. Variando la forma de cálculo entre diferentes metodologías (Guevara, 2016).

2. Hidrograma Unitario Sintético del SCS

(Guevara, 2016). El servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos (SCS) desarrolló un Hidrograma unitario adimensional a partir de una serie de hidrógrafas observadas

correspondientes a cuencas de muy diversos tamaños y ubicadas en diferentes partes de los estados unidos y a continuación se presentan las componentes básicas de dicho hidrograma:

a) Tiempo de rezago del modelo SCS

(Guevara, 2016). Por definición, el tiempo de rezago para el modelo de Snyder corresponde al tiempo comprendido entre el centroide del histograma de precipitación efectiva y el pico del Hidrograma de escorrentía directa correspondiente. Se asume que el rezago es constante para 1-3 una cuenca ya que depende de los parámetros morfométricos de la misma, por tanto el tiempo de rezago se calcula como:

$$T_R = \frac{L_c^{0,8} (S + 1)^{0,7}}{19,00S_c^{0,05}}$$

Donde L_c es la longitud del canal principal en pies, S es el factor de retención o almacenamiento calculado con base al número de curva CN y c S es la pendiente de la cuenca en porcentaje. El factor de retención S se obtiene del método del SCS para retención o pérdidas mediante la expresión:

$$S = \frac{100}{CN} - 10$$

Donde CN es el número de curva. Así mismo el tiempo de concentración en la cuenca puede definirse como:

$$T_c = \frac{5}{3} T_R$$

b) Tiempo al pico del modelo SCS

El tiempo al pico esta dado como:

$$T_p = \frac{T}{2} + T_R$$

Donde T representa la duración de la lluvia efectiva en horas y TR el tiempo de rezago en horas.

c) Caudal al pico de los modelos SCS

El caudal al pico en pies cúbicos por segundo por pulgada se puede calcular como:

$$U_p = \frac{484A_c}{T_p} + T_R$$

Donde Ac corresponde al área de la cuenca en millas cuadradas y Tp es el tiempo al pico en horas.

d) Esquema de la hidrógrafa del SCS

El Hidrograma unitario adimensional curvilíneo del SCS puede ser representado por una hidrógrafa unitario triangular equivalente con las mismas unidades de tiempo y caudal, 1-4 teniendo por consiguiente el mismo porcentaje del volumen en lado creciente del Hidrograma.

e) Hidrograma Unitario Sintético de Snyder

Se describen a continuación los principales los siguientes componentes del Hidrograma unitario de Snyder

f) Tiempo de rezago del modelo de Snyder

El tiempo de rezago definido como el tiempo en horas desde el centroide del histograma de precipitación efectiva hasta el caudal pico del hidrograma unitario se calcula como:

$$T_R = \frac{L_c^{0,8} (S + 1)^{0,7}}{19,00 S_c^{0,5}}$$

Donde TR representa el tiempo de rezago en horas, Lc es la longitud del canal principal en pies, S es el factor de retención o almacenamiento calculado con base al número de curva CN y c S es la pendiente de la cuenca en porcentaje. Si el tiempo de rezago es mayor que el tiempo de concentración se recomienda utilizar la siguiente relación:

$$T_R = 0,6T_c$$

Siendo Tc el tiempo de concentración en horas.

2.3. Definiciones de términos

Las definiciones que a continuación se detallan líneas abajo son recopiladas del “**Glosario De Términos De Uso Frecuente En Proyectos De Infraestructura Vías del Ministerio de Transportes y Comunicaciones**” (agosto 2008), que paso a detallar:

- **AGREGADO FINO:** Material proveniente de la desintegración natural o artificial de las partículas cuya granulométrica es determinada es determinada por las especificaciones técnicas correspondientes. Por lo general pasa la malla N° 4 (4,75mm) y contiene finos.
- **AGREGADO GRUESO:** Material proveniente de la desintegración natural o artificial de partículas cuya granulometría es determinada por las especificaciones técnicas correspondientes. Por lo general es retenida en la malla N°4 (4,75 mm).
- **AGUAS ABAJO:** Curso de agua visto en el sentido de la corriente.
- **AGUAS ARRIBA:** Curso de agua visto en el sentido contrario a la corriente.
- **ALTITUD:** Altura o distancia vertical de un punto superficial del terreno respecto al nivel del mar. Generalmente se identifica con la sigla “msnm” (metros sobre el nivel del mar).

- **ALTIMETRIA:** Conjunto de operaciones necesarias para definir y representar, numérica o gráficamente, las cotas de puntos del terreno.
- **ALUVIAL:** Suelo sedimentado a través del tiempo, que ha sido transportado en suspensión del agua y luego depositado.
- **ASENTAMIENTO:** Desplazamiento vertical o hundimiento de cualquier elemento de la vía.
- **CALICATA:** Excavación superficial que se realiza en un terreno, con la finalidad de permitir la observación de los estratos del suelo a diferentes profundidades y eventualmente obtener muestras generalmente disturbadas.
- **CONCRETO:** Mezcla de material aglomerante y agregados fino y grueso. En algunos casos se agrega aditivos para proporcionarle cualidades que no poseen y en otros para mejorar los que poseen.
- **CONTENIDO DE HUMEDAD:** Volumen de agua de un material determinado bajo ciertas condiciones y expresado como porcentaje de la masa del elemento húmedo, es decir, la masa original incluyendo la sustancia seca y cualquier humedad presente.
- **CONTROL DE CALIDAD:** Pruebas técnicas para comprobar la correcta ejecución de las diferentes etapas o fases de un trabajo con relación a las especificaciones técnicas o requisitos específicos establecidos.
- **COORDENADAS DE REFERENCIA:** Referencias ortogonales Norte-Sur adoptadas para elaborar los planos de topografía y de diseño del proyecto.
- **CUARTEO:** Procedimiento de reducción del tamaño de una muestra.
- **CUBICACIÓN:** Medición de los volúmenes de movimiento de tierras (excavaciones, terraplenes o rellenos).
- **DENSIDAD:** Relación entre la masa y el volumen de un cuerpo.
- **DOCUMENTOS TÉCNICOS REFERENCIALES:** Estudios y documentación técnica que se encuentra disponible para los participantes de un proceso en particular.
- **ENCAUZAMIENTO:** Acción de dirigir una corriente de agua hacia un cauce determinado.

- **ENROCADO:** Colocación de piedras grandes en forma ordenada para fundación de cimentación o protección de taludes.
- **EROSIÓN:** Desgaste producido por el agua en la superficie de rodadura o en otros elementos de la carretera.
- **ESTACIÓN TOTAL:** Instrumentos topográfico que combina un teodolito electrónico y un medidor electrónico de distancias con su correspondiente microprocesador.
- **ESTIAJE:** Nivel más bajo de las aguas de un río en un período determinado.
- **ESTRIBOS:** Apoyos extremos de un puente, que tienen por finalidad principal soportar la superestructura, transmitir las cargas al terreno y sostener el relleno de los accesos.
- **ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA:** Documento técnico que forma parte del estudio definitivo y contiene como mínimo lo siguiente: tráfico; topografía; suelos; canteras y fuentes de agua; hidrología y drenaje; geología y geotecnia.
- **PUENTE:** Estructura requerida para atravesar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial.
- **SOCAVAR:** Erosión de la cimentación de una estructura u otro elemento de la vía por la acción del agua.

2.4. Hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

La socavación influye negativamente en la estabilidad de los estribos del puente comuneros, Huancayo – 2018.

2.4.2. Hipótesis específica

- a. La velocidad de flujo aumenta la socavación en los estribos del Puente Comuneros.

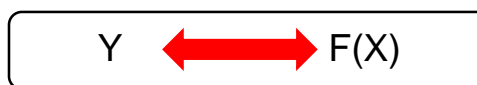
- b. La profundidad de socavación varía para cada estribo de acuerdo al cálculo del programa HEC-RAS 5.0.4 en el Puente Comuneros.
- c. El tipo de socavación Local es la más influyente en los estribos del puente comuneros.

2.5. Variables

El trabajo de investigación se desarrolló mediante la variable cuantitativa, por denotar un atributo o cualidad, el cual sirve para hacer un análisis, debido a que está enfocada dicha investigación; para el diagrama de variables se utilizó el diagrama de barras compuestas entre ambos métodos estudiados.

X: Socavación

Y: Estabilidad de los estribos.



Variable Independiente (x): Socavación

Variable Dependiente (Y): Estabilidad de los estribos.

2.5.1. Operacionalización de las variables.

2.5.1.1. Definición conceptual de las variables.

SOCAVACIÓN: La socavación es la remoción de materiales del lecho y de las bancas de un cauce debido a la acción erosiva del flujo de agua alrededor de una estructura hidráulica.

ESTABILIDAD DE LOS ESTRIBOS: Es mantener en equilibrio la parte del puente que está destinada a soportar el peso del tablero transmitiendo los pesos a los cimientos.

(CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE)

Tabla 22.- Preoperacionalización de la Variable

ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS (Variable dependiente)	ESTABILIDAD	Forma de Estribos	Valor nominal	<u>VERIFICACION IN SITU (FICHA DE OBSERVACION)</u>
	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	Tipo de suelo	SUCS	<u>ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS</u>
		Tipo de puente	Valor Nominal	<u>VERIFICACION IN SITU (FICHA DE OBSERVACION)</u>

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	UNIDAD	INSTRUMENTO
SOCAVACION (Variable Independiente)	GRANULOMETRÍA	Contenido de Humedad	Kg/m^2	<u>ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS</u>
		Peso Especifico	Kg/m^3	<u>ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS</u>
		Tamizado granulométrico	%	<u>ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS</u>
	TOPOGRAFIA	Pendiente	m/m	<u>ESTUDIO TOPOGRAFICO</u>
		Secciones Transversales	m/m	<u>ESTUDIO TOPOGRAFICO</u>
		Coordenadas	UTM	<u>ESTUDIO TOPOGRAFICO</u>
	CAUDAL	Máximas Avenidas	m^3/seg	<u>REGISTRO DE ESTACION</u>
	TEMPERATURA	Temperatura	grados	<u>REGISTRO DE ESTACION</u>

Hecho por: Bach. Juan Raúl Puente Salguera.

CAPITULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Método de investigación

El método general de investigación fue el método científico. El estudio del método científico es objeto de estudio de la epistemología. Ahora se le conoce como el conjunto de técnicas y procedimientos que le permiten al investigador realizar sus objetivos.

3.2. Tipo de investigación

El tipo de investigación fue la aplicada, y en el manejo de datos será cuantitativo por sus aportes están dirigidos a comprender y/o plantear soluciones si lo requiere el fenómeno o aspecto de la realidad perteneciente al dominio de estudio de una disciplina científica en específico, alcanzando al objetivo planteado.

El tipo de investigación aplicada como “que se caracteriza porque busca la aplicación o utilización de los conocimientos adquiridos, a la vez que se

adquieren otros, después de implementar y sistematizar la práctica basada en investigación”, coincidiendo con la propuesta planteada.

3.3. Nivel de investigación

La investigación es del nivel descriptivo correlacional, primero se describe las características y particularidades que manifiesta cada fenómeno o evento en cada espacio peligros y vulnerable, también identificar y describir la influencia de otras variables sobre el desarrollo del desastre; es correlacional por determinar el grado de relación que pueden tener dos o más variables en la investigación, y su interés se centra en calcular la socavación de los estribos del puente comuneros.

3.4. Diseño de la investigación

El diseño que se utilizó en el trabajo de investigación es Experimental; de acuerdo a los indicadores: Granulometría, topografía, caudal, temperatura, para la variable independiente SOCAVACIÓN, asimismo Estabilidad y profundidad de cimentación para la variable dependiente ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS

3.5. Población y muestra

Población

La población está constituida por todos los puentes que tienden a ser socavados por el cauce del río Mantaro.

Muestra

En la muestra se utilizó una muestra no aleatoria o dirigida que consiste en la socavación de los estribos del puente comuneros.

3.6. Técnicas y/o instrumentos de recolección de datos

3.6.1. La técnica de recolección de datos

La técnica de recolección de datos es de observación no experimental, mediante la observación del proyecto de estudio, se analizará sus características y ventajas del puente; cuyos instrumentos será registrado mediante fichas de observación, formatos de campo y el uso de la técnica de fichaje fotográfico.

3.6.2. Instrumentos recolección de datos

Los instrumentos que se aplicó en la unidad de análisis fueron principalmente el modelamiento del puente comunero:

- ✓ **Ficha de observación**, toma en cuenta la condición de estado actual del cauce del río.
- ✓ **Hoja de cálculo Excel para el análisis de diseño**, toma en cuenta los parámetros del estudio de mecánica de suelos para su posterior análisis.
- ✓ **Ficha de evaluación del tiempo**, toma en cuenta el periodo que demandó la construcción del área investigada.

3.7. Técnicas y análisis de datos

En esta etapa se determina como analizar los datos obtenidos de la recolección, los cuales fueron mediante los siguientes softwares:

Microsoft Excel: Permite generar hojas de cálculos, tablas, gráficos estadísticos, cuadros comparativos, con los datos importados de campo, obteniendo resultados específicos para cada método investigado.

Microsoft Word: Permite la elaboración de la parte descriptiva de los datos procesados, sistematización e interpretación de los resultados obtenidos de campo para posterior comparativo para cada método investigado.

AutoCAD: Permite realizar planos topográficos.

AutoCAD 3D Civil: Permitió obtener la superficie topográfica con las secciones transversales.

HEC – RAS 5.0.4: Nos permitió tener el modelamiento hidráulico de la socavación de en los estribos.

3.8. Procedimiento de la investigación

3.8.1. Fase de planteamiento y organización (pre campo)

✓ Obtención de información básica

Antes de realizar el trabajo de campo, se obtuvo la información básica del Proyecto donde se realizó las labores de levantamiento topográfico del tramo a estudio, bibliografías, etc.

✓ Selección de la zona de trabajo a analizar

La investigación se desarrolló en el puente Comuneros.

✓ Elaboración y validación de fichas de observación

Se elaboró las fichas de observaciones para la toma de datos en campo, considerando las carteristas del suelo, rio, terreno entre otros. Así mismo las fichas elaboradas y analizadas

✓ Información sobre el tema de investigación

Se recopiló la información mediante referencias bibliografías, normas técnicas, nacionales e internaciones, topografía del terreno y algunas recomendaciones por entidades de investigación, etc.

3.8.2. Fase de trabajo de campo o recolección de datos

✓ Toma de datos

La inspección nos permitió obtener los diversos datos de campo para nuestro respectivo análisis del proyecto a investigar, tales como:

✓ Evaluar las características morfológicas.

Se realizó el estudio de levantamiento topográfico para determinar la morfología del terreno.

✓ **Análisis de las técnicas de estabilización de taludes.**

La recolección de estos datos se inició con el levantamiento topográfico, estudio de mecánica de suelos, y posteriormente se realizó el modelamiento hidráulico de los estribos del puente de comuneros.

✓ **Para el análisis de tiempo y costo**

La recolección de estos datos se inició con los análisis de la morfología de la zona para luego ser procesadas en el Excel para su análisis pertinente.

3.8.3. Fase de gabinete

✓ **Procesamiento de datos**

Con los resultados obtenidos en la fase de pre campo y campo se procedió a realizar el análisis de los datos obtenidos según los objetivos planteados, tales como:

✓ **Para análisis de las características morfológicas**

Se determina que el terreno de estudio presenta una característica morfológica de escarpado.

3.8.4. Informe de investigación

Una vez culminado las visitas de campo y los trabajos en gabinete, se procedió analizar, evaluar y obtener resultados de las características del puente comuneros, todas estas evidenciadas con fotos, y otros incorporados en el Informe Final.

CAPITULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Delimitación del Sistema

El Río Mantaro, tiene una longitud de más o menos 724 km, nace en la cordillera occidental andina, en nevados que se localizan al norte de Mina Ragra, al este del departamento de Pasco y que concentra en la Laguna de Atacocha su agua de fusión que vierten hacia el este. El afluente que sale de Atacocha toma el nombre de río San Juan y corre de oeste a este, hasta recibir las aguas que vienen de la laguna de Acacocha; allí cambia de rumbo y se dirige de norte a sur para penetrar en la Meseta de Junín, donde recibe las aguas efluente del Lago Junín, lugar a partir del cual, con el nombre de río Mantaro, corre por un lecho meandrónico que caracteriza a su curso de la Meseta de Junín, zona donde reciben numerosos afluentes que vienen de la cordillera occidental y le dan sus aguas por la margen derecha después de pasar por La Oroya, corre por un lecho encajonado, formando pequeños cañones, hasta la zona de Jauja, donde el valle se ensancha y concentra no sólo una gran actividad agropecuaria, sino también una población muy densa que se alinea a lo largo de su valle, donde se suceden

un gran número de centros poblados. La mayor concentración urbana del valle está en la ciudad de Huancayo (3271 msnm).

El río Mantaro se origina en la laguna Junín o Chinchaycocha, y posee un recorrido en sentido norte — sureste, desde su nacimiento hasta Izcuchaca (Latitud 12° 28' S, Longitud 75° 1' W) y Mayoc (Latitud 12° 46' S, Longitud 74° 24' W), y desde allí se dirige hacia el este y luego al norte, formando la península de Tayacaja.

4.2. Aspectos Generales de los estudios básicos de Ingeniería.

4.2.1. Localización

La cuenca del Mantaro está ubicada en la parte central del Perú, la cual en su recorrido abarca las regiones de Pasco, Junín, Huancavelica y Ayacucho.

Por ello el área de estudio de la presente investigación se desarrolla en el Puente Comuneros ubicado en la prolongación de la Av. Leoncio Prado cuya ruta comunicara a la Provincia de Huancayo (distrito de chilca) con la provincia de Chupaca (distrito de 3 de diciembre) en la región Junín, teniendo una ubicación geográfica en coordenadas UTM es:

Este	:	474571.02 E
Norte	:	8663172.32 N
Altitud	:	3178.00 msnm.

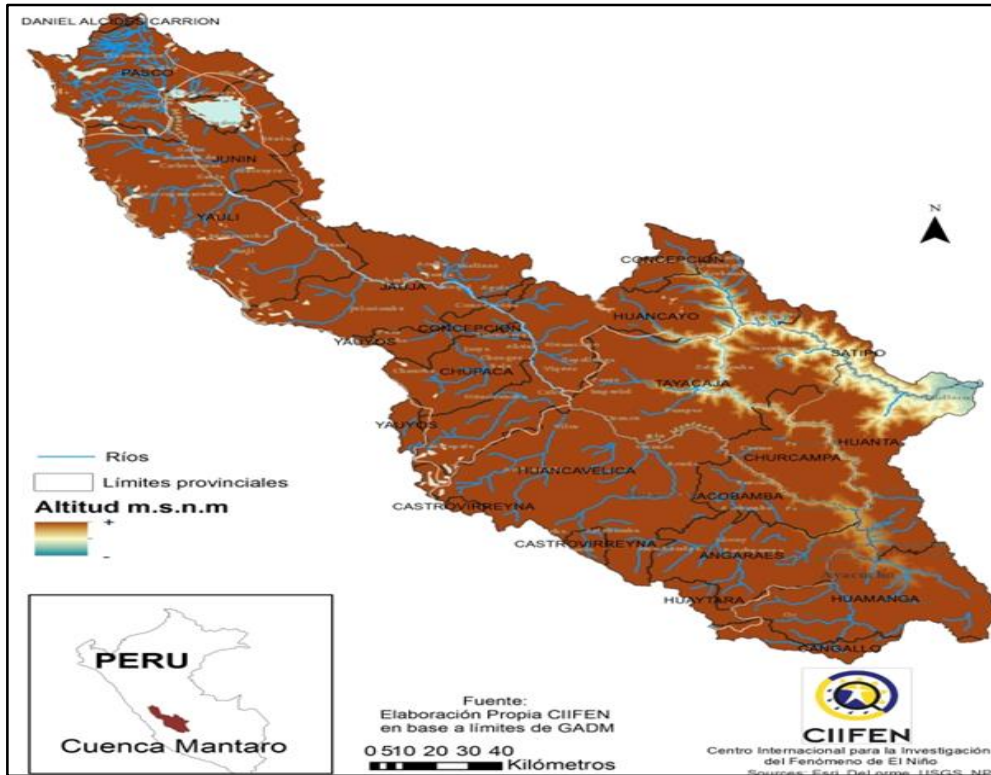


Ilustración 11.- Cuenca del Mantaro



Ilustración 12.- Vista de Planta del Puente Comuneros

4.2.2. Descripción de la zona de Estudio

El puente atirantado sobre el río Mantaro, actualmente en construcción, presenta una longitud total de 300 m. A ambos lados de este puente, se hace necesaria la definición de unas rampas de acceso que salven la zona de inundación del río en época de crecidas.

De esta forma, la rampa de acceso 1 presenta una longitud total de 80 m, dividida en dos vanos de 40 m de luz cada uno de ellos, mientras que la rampa de acceso 2, de 136 m de longitud total, se compone de tres vanos de 40 m de luz los dos laterales y de 56 m de luz el central. La sección transversal presenta un ancho de 10,4 m, en donde se sitúa una calzada de 6,6 m de ancho formada por dos carriles iguales, arcenes de 0,5 m y aceras a ambos lados de 1,2 m. El borde del tablero se protege mediante la colocación de barreras de hormigón coronadas por barandas metálicas que ocupan un ancho de 0,2 m. La sección transversal se define con un bombeo del 2%.

En ambas rampas se define una estructura mixta concreto-acero compuesta por dos vigas metálicas de 1,8 m de canto con sección doble T, con costillas transversales cada 4 m, sobre las que se sitúan las chapas grecadas que sirven como encofrado perdido a la losa de concreto armado superior, de 0,25 m de canto. Las vigas longitudinales, que presentan una separación entre sí de 5,6 m dejando por tanto voladizos a ambos lados de 2,4 m, tienen un ancho de platabanda inferior de 800 mm y de platabanda superior de 600 mm. Las costillas transversales se definen de igual manera mediante una sección en doble T con canto de 400 mm en la zona situada entre las vigas longitudinales.

En la zona de voladizos este canto es variable desde los 400 mm anteriores hasta los 150 mm que presentan en los extremos del tablero.

Los estribos extremos de ambas rampas se definen mediante cargaderos de concreto armado sobre pilotes de hormigón con camisa perdida de 1 m de diámetro con aletas en vuelta.

Las pilas son apantalladas de concreto armado de 6,8 m de ancho y 0,6 m de espesor. Su cimentación es profunda por medio de pilotes de las mismas características de los definidos en estribos, sobre los que se dispone un encepado. En el caso de las pilas 2 y 3, que coinciden con los apoyos extremos del puente ya construido, será necesaria la construcción de un fuste adyacente al existente, que tendrá el mismo ancho que el resto de las pilas, 6,8 m, y un espesor de 1,4 m.

4.2.3. Clima

En la cuenca del río Mantaro, el clima se clasifica según Thornthwaite, como un clima Semi-Húmedo ya que en la cuenca presenta condiciones muy húmedas en la región Nor occidental y en el centro oriental de la cuenca, presenta también climas secos. En las partes altas presenta un clima frío y en la zona del valle del Mantaro un clima Semi Frio.

4.2.3.1. Temperatura Media Anual

La temperatura en la zona presenta el valor más bajo en el mes de Julio con unos valores que están entre 4 a 5 °C en el valle del Mantaro, los valores más altos en el mes de Noviembre de 22 °C según la información de IGP (2005).

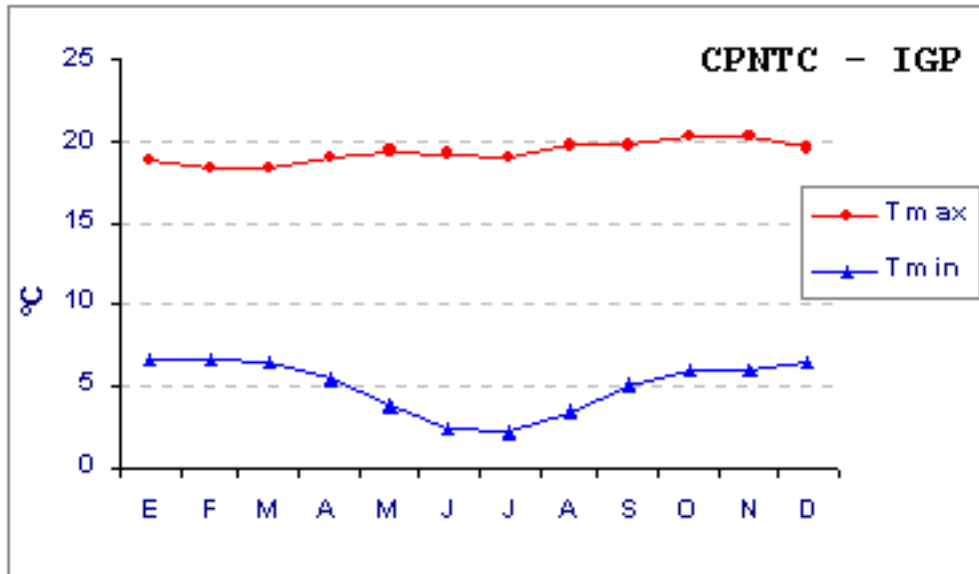


Ilustración 13.- Cuadro de temperaturas Mínimas y Máximas en el valle del Mantaro

4.2.3.2. Precipitación Media Anual

De la revisión de los registros de precipitación de las principales estaciones en el periodo 1970 hasta 2008, se puede considerar como años húmedos 1973 – 1974: El año 1973 la precipitación anual fue de 1,500 mm/año en la subcuenca del río Pachacayo, 1,200 mm/año en la zona de las subcuencas del río Achamayo Cunas y Vilca Moya y 1300 mm/año en la parte occidental del río Huarpa. En la zona de La Oroya las precipitaciones alcanzaron los 800 mm/año y en el valle del Mantaro 900 mm/año.

Los registros de caudales del río Mantaro en la estación puente Stuart fueron evaluados para determinar cuál era la distribución de mejor ajuste. Debido al número de años de registro no se puede establecer cuál es la mejor.

4.2.4. Geomorfología

La cuenca del río Mantaro presenta una geomorfología variada, donde presenta quebradas, pasos y valles interandinos y también valles extensos como es el valle del Mantaro). Estos valles presentan grandes cantidades de

material erosionado producto de las partes altas y que son acumulaciones gracias a la hidrodinámica de las subcuencas.

4.2.5. Geología

El Puente Comuneros, se encuentra ubicado en la Carta Geológica Nacional de Huancayo (25-m). En el área de Huancayo, sucedieron dos ciclos sedimentarios, uno del Paleozoico y otro del Mesozoico – Cenozoico. En el Cretácico se formó la Cordillera de los Andes, que continúa creciendo hasta la actualidad. En el Cuaternario, en la Depresión de Jauja – Huancayo, se depositaron gruesas secuencias de materiales inconsolidados de origen glaciar y aluvial, que construyen terrazas escalonadas.

El puente Comuneros se ubica regionalmente en la Cordillera Occidental del sistema montañoso de los Andes Centrales del Perú. Se distinguen regiones geomorfológicas alineadas con dirección NO-SE:

- ✓ Una meseta occidental que representa la “Altas mesetas centrales del Perú Central” que se encuentra sobre los 4,000 m.s.n.m., conformado por un conjunto de colinas de cimas truncas debido a la erosión. En esta región se desarrolló una morfología característica, producidos en rocas calcáreas preferentemente del Grupo Pucara. En el área de Huancayo, las rocas más blandas y dejando en relieve los afloramientos más resistentes.
- ✓ La depresión de Jauja – Huancayo tiene una dirección NO - SE con una longitud de 70 Km. Y un ancho que varía entre 3 y 15 Km. Que es una cuenca rellena de material cuaternario entre 3,100 a 3,300 m. de altitud.



Ilustración 14.- Ubicación del puente Comuneros.

4.3. Procesamiento de Resultados obtenidos

4.3.1. Topografía

La topografía representa uno de los parámetros más importantes en el cálculo de la socavación, ya que los parámetros hidráulicos e hidrológicos dependen de la topografía. Asimismo, la topografía nos permite determinar la pendiente del río durante las crecidas y las máximas avenidas.

4.3.1.1. Levantamiento Topográfico

La recolección de datos topográficos se realizó con equipos, como el GPS para determinar las coordenadas del puente comuneros, procediendo a utilizar la ESTACIÓN TOTAL para la obtención de los puntos y/o coordenadas. Dichos datos se procesaron el software AUTODESK AUTOCAD CIVIL 3D para la obtención de las curvas de nivel y con dicho

levantamiento topográfico se utilizó el programa HEC-RAS V5.0.4 para su modelación respectiva.



Ilustración 15.- Punto de estacionamiento para el levantamiento topográfico

RESULTADOS

Con el estudio topográfico se determinó la pendiente promedio del río Mantaro, obteniendo las secciones transversales aguas arriba del puente comuneros como de aguas abajo. Los planos respectivos de planta, las secciones transversales cada 20 metros estarán anexadas al final del informe (Anexos).

4.3.1.2. Batimetría

La realización de la batimetría tuvo como finalidad la representación gráfica de las secciones transversales en el cauce principal del río Mantaro. La toma de datos con mayor detalle se realizó en las secciones

de mayor relevancia, secciones aguas arriba, secciones aguas abajo y en el eje del puente comuneros. Estos datos se ingresaron en el software AUTOCAD CIVIL 3D para su representación gráfica lo cual mediante la interpolación respectiva se obtuvo las demás secciones para poder exportar al programa HEC-RAS V5.0.4 para el modelamiento.

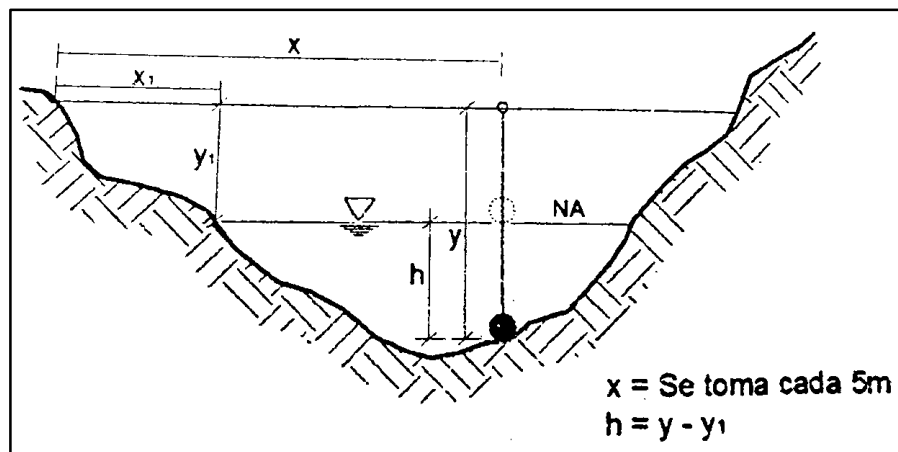


Ilustración 16.- Esquema de la batimetría.



Ilustración 17.- Levantamiento topográfico - batimetría de la secciones transversales – aguas arriba.



Ilustración 18.- Toma de puntos para las Secciones transversales de la batimetría – aguas abajo.



Ilustración 19.- Toma de puntos para la secciones transversales aguas abajo.



Ilustración 20.- Toma de puntos de la secciones transversales aguas arriba.



Ilustración 21.- Toma de la Secciones Transversales.

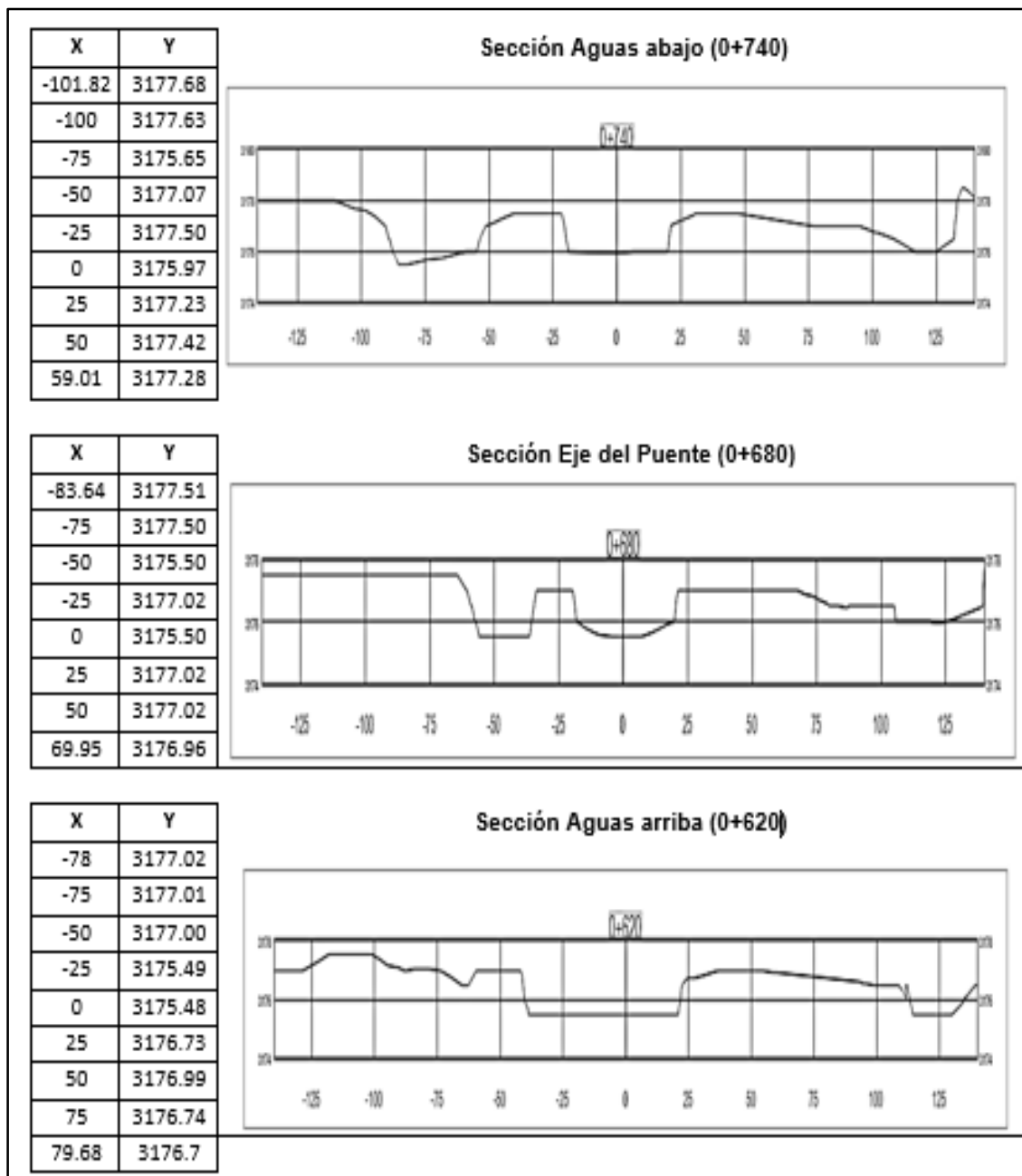


Ilustración 22.- Resultado de la Batimetría.

4.3.1.3. Interpolación de datos Obtenidos

Los datos del estudio de batimetría se han incorporado al levantamiento topográfico del puente comuneros obteniendo como resultado las secciones transversales del río con el programa AUTOCAD CIVIL 3D. Las interpolaciones de las secciones se representan en los siguientes cuadros:

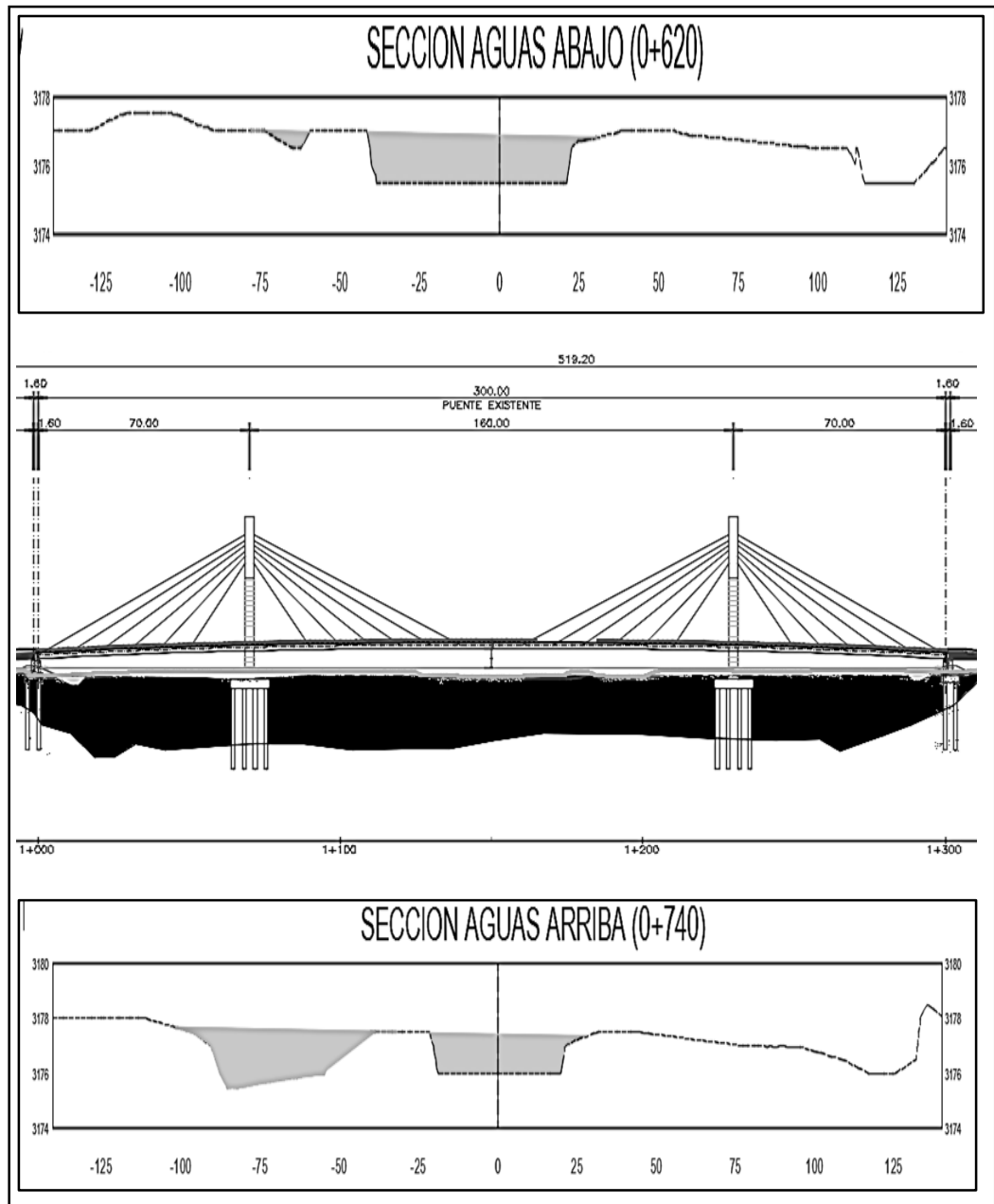


Ilustración 23.- Secciones interpoladas AutoCAD civil 3D.

4.3.2. Hidrología

Para el análisis de cualquier tipo de puente es necesario tener conocimiento fundamental como el caudal de las corrientes estas referidas a las máximas avenidas asociada a un periodo determinado de retorno (T_r), la cual se determina por la vida útil de la estructura,

determinando así la importancia del puente y las posibles fallas que pueda presentar. Estos valores son muy comunes.

4.3.2.1. Precipitación

La determinación de la precipitación en la zona es de suma importancia para el cálculo de socavación, ya que estos datos están ligados a las precipitaciones en una cuenca y esta genera aumento de caudal del río generando así el incremento de la socavación en los estribos.

4.3.2.2. Parámetros de la Cuenca

En la cuenca del Mantaro los parámetros son: Área de la cuenca, longitud del cauce, la pendiente, el periodo de retorno y caudal de diseño.

4.3.2.3. Calculo de Caudal de Diseño

Para el caudal de diseño existen diferentes métodos de cálculo (empíricos y estadísticos). En el presente informe de investigación como no existe una estación de medición se a optado por calcular de manera estadística, los métodos estadísticos tienen como base de fundamento un diseño de caudal máximo anual la cual es variable y aleatoria. Para el empleo de este método se necesita obtener un registro de caudales máximos anuales, este reporte de caudal entre más datos tenga será más mayor la aproximación a un buen cálculo del caudal de diseño la cual se determinará para un periodo de retorno calculado.

La estación más cercana para el cálculo del caudal máximo en el río Mantaro se realizó con la data de la estación pluviométrica Stuart de la fuente de ElectroPeru (2005) la cual el reporte se menciona en la siguiente tabla:

Tabla 23.- Caudales históricos del río Mantaro. Estación Puente Stuart. ElectroPeru (2005)

CAUDALES MENSUALES HISTORICOS (m3/s)														
ESTACION	: PUENTE STUART							LATITUD	: 11°48'00"					
CUENCA	: MANTARO							LONGITUD	: 75°29'12"					
RIO	: MANTARO							ELEVACION	: 3360 m.s.n.m					
AREA	: 9418 km2							FUENTE	: ELECTROPERU					
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM	
1965	50.44	154.63	194.16	73.53	40.95	21.53	20.48	17.24	26.19	26.72	23.81	47.77	58.12	
1966	123.08	86.3	126.74	49.75	37.6	20.98	13.99	16.14	19.11	41.74	62.84	125.04	60.28	
1967	101.36	346.45	328.22	113.62	54.46	37.05	33.36	23.63	26.79	57.43	37.63	70.56	102.55	
1968	92.93	118.3	209.44	79.85	41.83	32.64	37.45	34.22	29.32	38.67	69.43	54.85	69.91	
1969	44.36	110.65	119.46	136.77	38.39	28.84	18.58	23.03	19.4	30.17	27.78	97.81	57.94	
1970	284.3	198.96	153.23	133.38	89.88	42.79	26.16	30.44	42.16	36.72	33.27	81.36	96.05	
1971	143.99	213.73	210.72	136.63	47.63	34.14	32.25	30.96	31.25	43.44	37.24	61.13	85.26	
1972	151.47	108.91	285.36	198.55	88.06	42	32.65	27.5	30.95	36.76	35.6	71.4	92.43	
1973	191.67	313.66	430.73	287.29	79.93	53.44	36.77	31.82	50.96	66.97	89.88	99.13	144.35	
1974	262.02	394.56	416.95	185.57	68.88	36.03	53.27	41.82	43.12	42.96	48.43	54.9	137.38	
1975	102.08	138.18	329.58	108.82	102.49	57.19	37.5	27.97	38.26	49.29	41.99	50.59	90.33	
1976	174.2	303.45	272.84	131.41	64.49	51.12	38.12	36.4	44.53	52.35	46.46	40.24	104.63	
1977	61.36	135.8	192.05	102.46	55.02	37.6	26.71	21.36	26.57	37.58	92.33	99.87	74.06	
1978	117.76	358.1	200.75	93.35	52.38	38.91	33.82	28.94	44.09	34.52	51.16	66.36	93.35	
1979	61.17	149.24	375.71	204.82	68.49	41.05	36.93	38.32	34.19	33.87	40.96	39.79	93.71	
1980	65.18	79.97	131.2	89.08	35.89	26.53	22.76	21.59	24.12	38.42	62.94	77.87	56.30	
1981	79.76	284.95	300.17	94.06	35.44	46.37	36.49	42.6	35.24	33.19	75.02	126.92	99.18	
1982	222.3	313.45	182.64	132.47	57.74	55.35	35.69	31.55	31.61	53.17	102.78	112.33	110.92	
1983	152.02	70.42	138.87	107.8	52	40.27	28.44	42.04	25.5	27.07	24.69	49.98	63.26	
1984	62.43	279.8	277.4	170.39	74.88	52.58	35.84	32.3	39.27	37.54	41.52	86.92	99.24	
1985	98.67	143.44	185.49	178.61	85.5	67.97	37.94	27.23	49.06	56.43	47.66	61.4	86.62	
1986	142.38	279.71	345.37	266.17	175.97	66.77	57.49	50.24	59.09	49.62	49.85	60.93	133.63	
1987	190.6	181.24	132.16	64	41.74	31.03	28.73	28.22	34.15	31.64	44.18	84.4	74.34	
1988	198	243.28	176.37	204.12	73.77	51.07	38.17	35.26	28.71	34.71	32.47	55.79	97.64	
1989	163.87	230.06	178.9	184.2	88.92	55.35	37.62	40.36	36.4	48.7	59.29	60.34	98.67	
1990	108	119.73	108.22	65.72	43.89	45.93	32.43	29.38	31.17	52.02	108.94	91.88	69.78	
1991	95.73	91.1	218.45	101.64	72.34	43.6	38.19	40.48	46.58	36.13	37.19	33.39	71.24	
1992	47.6	30.39	77.27	38.1	19.34	18.35	12.62	15.68	18.48	20.66	16.65	17.66	27.73	
1993	45.55	158.64	156.46	112.16	92.82	41.98	29.61	24.35	24.53	48.76	124.72	177.36	86.41	
1994	183.84	281.47	238.8	238.22	104.87	67.08	49.24	37.87	44.16	40.81	49.35	62.31	116.50	
1995	69.02	71.01	157.95	109.83	38.04	25.09	29.14	24.85	30.26	40.92	38.92	36.25	55.94	
1996	65.7	106.87	112.11	128.83	52.07	31.47	30.85	26.95	28.63	31.42	43.15	41.42	58.29	
1997	76.84	183.97	131.43	60.85	30.89	25.08	19.88	22.03	23.23	20.95	36.57	68.59	58.36	
1998	120.24	219.45	169.72	128.81	55.01	35.35	33.92	34.11	35.59	55.28	51.32	38.27	81.42	
1999	66.12	250.36	208.52	151.36	81.87	47.53	36.63	29.33	29.88	36.66	26.43	63.04	85.64	
2000	175.98	273.88	279.49	174.29	88.73	48.86	37.46	36.36	33.87	51.58	34.91	75.67	109.26	
2001	233.92	227.54	300.75	134.06	55.44	40.66	29.72	22.96	27.9	26.32	53.62	79.5	102.70	
2002	50.37	107.09	182.53	119.65	51.92	38.36	28.68	21.39	32.48	41.11	90.81	128.66	74.42	
2003	117.29	174.78	253.65	142.34	65.69	48.45	46.42	45.89	39.52	44.41	55.76	79.34	92.80	
2004	66.15	114.08	81.03	55.36	42.42	42.77	43.19	34.5	40.82	56.9	46.95	86.46	59.22	
PROMED	121.49	191.19	214.27	132.20	63.69	41.73	33.38	30.68	33.93	41.09	52.36	72.94	85.75	
MAXIMO	284.3	394.56	430.73	287.29	175.97	67.97	57.49	50.24	59.09	66.97	124.72	177.36	144.35	
MINIMO	44.36	30.39	77.27	38.1	19.34	18.35	12.62	15.68	18.48	20.66	16.65	17.66	27.73	

METODO DE GUMBEL

Para determinar el caudal máximo para un tiempo de retorno determinado se calcula mediante la ecuación:

$$Q_{\max} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (Y_n - \ln T)$$

Siendo:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}}$$

Donde:

Q_{\max} = Máximo caudal para un periodo de retorno determinado (m³/s).

N = Registro de número de años.

Q_i = Caudales máximos anuales (m³/s)

Q_m = Caudal promedio (m³/s).

$$Q_m = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i$$

N = Periodo de retorno.

σ_N, Y_n = Constantes en función de N (Variables reducidas).

σ_Q = Desviación estándar de los caudales.

Para calcular el intervalo de confianza, donde Q_{\max} puede variar el registro disponible se determina de la siguiente manera:

✓ Si $\phi = 1 - 1/T$; varía entre 0.20 y 0.80, dicho intervalo de confianza se calculara con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \alpha \sigma_n} \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}}$$

Donde:

N = número de años de registro

$\sqrt{N\alpha\sigma_n}$ = constante en función de ϕ , Tabla N°3.05

σ_N = constante en función de N, Tabla N°3.06

σ_Q = Desviación estándar de los caudales

✓ Si $\phi > 0.90$; en el intervalo de confianza se calcula como:

$$\Delta Q = \pm 1.14 \frac{\sigma_Q}{\sigma_N}$$

Para los valores de 0.8 y 0.9 se considera como transición, donde para una variación ΔQ donde dicho valor es calculado con las ecuaciones anteriormente mencionadas, así dependiendo del valor de ϕ . El caudal máximo estará dado de la siguiente forma para un periodo retorno:

$$Q_d = Q_{\max} + \Delta Q$$

Tabla 24.- Valores de $\sqrt{N\alpha\sigma_m}$ en función de ϕ Paviet (1964).

$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$	ϕ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$	ϕ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$	ϕ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$	ϕ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$	ϕ
0.01	2.1607	0.20	1.2427	0.45	1.3845	0.70	1.8355	0.95	4.4721
0.02	1.7894	0.25	1.2494	0.50	1.4427	0.75	2.0069	0.98	7.071
0.05	1.4550	0.30	1.2687	0.55	1.1513	0.80	2.2408	0.99	10.000
0.10	1.3028	0.35	1.2981	0.60	1.5984	0.85	2.5849		
0.15	1.2548	0.40	1.3366	0.65	1.7034	0.90	3.1639		

Tabla 25.- Valores Y_n y σ_N en función de N , Paviet (1964).

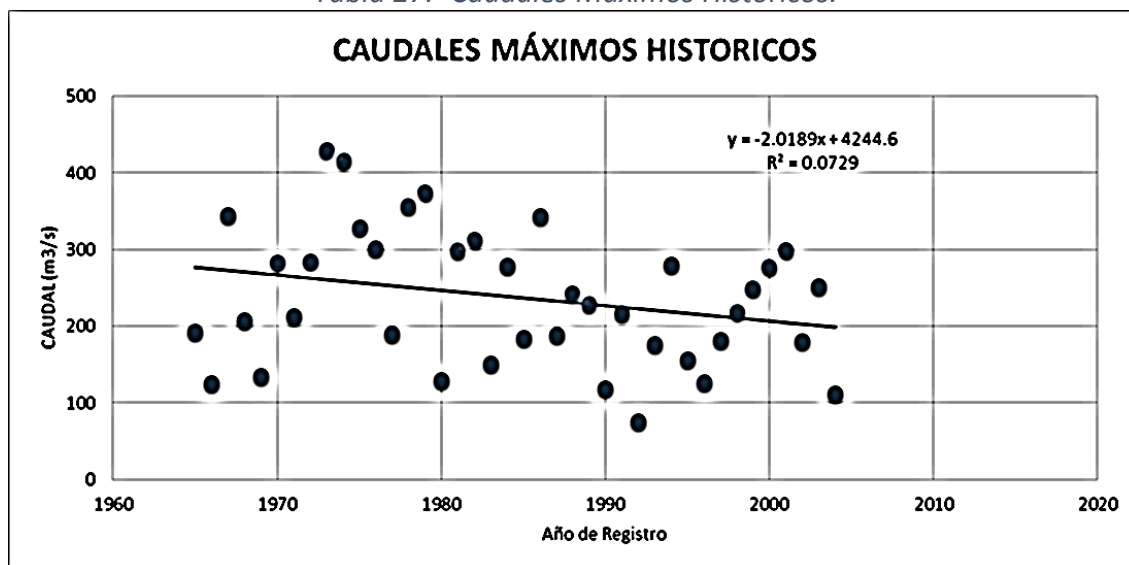
N° Datos	Y_n	σ_N	N° Datos	Y_n	σ_N	N° Datos	Y_n	σ_N
1	0.36651	0.00000	35	0.54034	1.12847	69	0.55453	1.18440
2	0.40434	0.49838	36	0.54105	1.13126	70	0.55477	1.18535
3	0.42859	0.64348	37	0.54174	1.13394	71	0.55500	1.18629
4	0.44580	0.73147	38	0.54239	1.13650	72	0.55523	1.18720
5	0.45879	0.79278	39	0.54302	1.13896	73	0.55546	1.18809
6	0.46903	0.83877	40	0.54362	1.14131	74	0.55567	1.18896
7	0.47735	0.87493	41	0.54420	1.14358	75	0.55589	1.18982
8	0.48428	0.90432	42	0.54475	1.14576	76	0.55610	1.19065
9	0.49015	0.92882	43	0.54529	1.14787	77	0.55630	1.19147
10	0.49521	0.94963	44	0.54580	1.14989	78	0.55650	1.19227
11	0.49961	0.96758	45	0.54630	1.15184	79	0.55669	1.19306
12	0.50350	0.98327	46	0.54678	1.15373	80	0.55689	1.19382
13	0.50695	0.99713	47	0.54724	1.15555	81	0.55707	1.19458
14	0.51004	1.00948	48	0.54769	1.15731	82	0.55726	1.19531
15	0.51284	1.02057	49	0.54812	1.15901	83	0.55744	1.19604
16	0.51537	1.03060	50	0.54854	1.16066	84	0.55761	1.19675
17	0.51768	1.03973	51	0.54895	1.16226	85	0.55779	1.19744
18	0.51980	1.04808	52	0.54934	1.16380	86	0.55796	1.19813
19	0.52175	1.05575	53	0.54972	1.16530	87	0.55812	1.19880
20	0.52355	1.06282	54	0.55009	1.16676	88	0.55828	1.19945
21	0.52522	1.06938	55	0.55044	1.16817	89	0.55844	1.20010
22	0.52678	1.07547	56	0.55079	1.16955	90	0.55860	1.20073
23	0.52823	1.08115	57	0.55113	1.17088	91	0.55876	1.20135
24	0.52959	1.08646	58	0.55146	1.17218	92	0.55891	1.20196
25	0.53086	1.09145	59	0.55177	1.17344	93	0.55905	1.20256
26	0.53206	1.09613	60	0.55208	1.17467	94	0.55920	1.20315
27	0.53319	1.10054	61	0.55238	1.17586	95	0.55934	1.20373
28	0.53426	1.10470	62	0.55268	1.17702	96	0.55948	1.20430
29	0.53527	1.10864	63	0.55296	1.17816	97	0.55962	1.20486
30	0.53622	1.11237	64	0.55324	1.17926	98	0.55976	1.20541
31	0.53713	1.11592	65	0.55351	1.18034	99	0.55989	1.20596
32	0.53799	1.11929	66	0.55378	1.18139	100	0.56002	1.20649
33	0.53881	1.12249	67	0.55403	1.18242	101	0.56015	1.20701
34	0.53959	1.12555	68	0.55429	1.18342			

Tabla 26.- Calculo de caudal de Diseño método de Gumbel..

CALCULO DE CAUDAL DE DISEÑO METODO DE GUMBEL			
ESTACION	: PUENTE STUART	LATITUD	: 11°48'00"
CUENCA	: MANTARO	LONGITUD	: 75°29'12"
RIO	: MANTARO	ELEVACION	: 3360 m.s.n.m
AREA	: 9418 km2	FUENTE	: ELECTROPERU
Nº	AÑO	Q generados (m³/s)	Qi,2
1	1965	194.16	37698.11
2	1966	126.74	16063.03
3	1967	346.45	120027.60
4	1968	209.44	43865.11
5	1969	136.77	18706.03
6	1970	284.3	80826.49
7	1971	213.73	45680.51
8	1972	285.36	81430.33
9	1973	430.73	185528.33
10	1974	416.95	173847.30
11	1975	329.58	108622.98
12	1976	303.45	92081.90
13	1977	192.05	36883.20
14	1978	358.1	128235.61
15	1979	375.71	141158.00
16	1980	131.2	17213.44
17	1981	300.17	90102.03
18	1982	313.45	98250.90
19	1983	152.02	23110.08
20	1984	279.8	78288.04
21	1985	185.49	34406.54
22	1986	345.37	119280.44
23	1987	190.6	36328.36
24	1988	243.28	59185.16
25	1989	230.06	52927.60
26	1990	119.73	14335.27
27	1991	218.45	47720.40
28	1992	77.27	5970.65
29	1993	177.36	31456.57
30	1994	281.47	79225.36
31	1995	157.95	24948.20
32	1996	128.83	16597.17
33	1997	183.97	33844.96
34	1998	219.45	48158.30
35	1999	250.36	62680.13
36	2000	279.49	78114.66
37	2001	300.75	90450.56
38	2002	182.53	33317.20
39	2003	253.65	64338.32
40	2004	114.08	13014.25
Qmed=		238.01	2563919.15

$Q_m = \frac{\sum Q}{N}$		
N=	40.00	
Qm=	238.01	
Qi=	9520.30	
$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}}$		
σQ =	87.42	
N	Yn	σN
40	0.54362	1.14131
50	0.54854	1.16066
100	0.56002	1.20649
$Q_{max} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (Y_n - \ln T)$		
T	Qmax	
50	Qmax	496.001 m3/seg
100	Qmax	543.533 m3/seg
500	Qmax	647.707 m3/seg
Calculo de AQ		
$\phi = 1 - 1/T$		
φ	50	0.9800
φ	100	0.9900
φ	500	0.9980
$\Delta Q = \pm 1.14 \frac{\sigma_Q}{\sigma_N}$		
AQ=	87.315	
Calculo de caudales de diseño:		
Qd=Qmax+AQ	Qd=Qmax-AQ	

Tabla 27.- Caudales Máximos Históricos.



En resumen, los caudales determinados presentan una variación para cada año determinando así por la fórmula de Gumbel un cuadro donde se determina el valor óptimo del caudal para la ubicación del puente comuneros teniendo un recorrido de 8, 270 km desde la ubicación de la estación pluviométrica al puente de comuneros:

Tabla 28.- Estudio definitivo de Ingeniería Puente Comuneros.

ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA			
PUENTE COMUNEROS			
Caudales Maximos Anuales (m3/s)			
Cuenca : Rio Mantaro		Latitud : 75°29.1´	
Estacion : Puente Stuart		Longitud: 11°47.1´	
Area de Cuenca (KM2): 6,000		Altitud: 3363 m.s.n.m.	
Area de Cuenca hasta el puente stuart (KM2)		6270	
Area de Cuenca hasta el puente comuneros (KM2)		8790	
Periodo de Retorno (Años)	Distribucion Gumbel	Relacion Qdiario/Qpico	Caudal de Diseño (m3/s)
100	1.055	1.20	1775
500	1.315	1.20	2143
	Metodo Regional		
100			1863
500			2514

Fuente: Expediente técnico Puente Comuneros

Con este resultado podemos obtener el valor para el cálculo de socavación de 1775 m³/seg para un tiempo de retorno de 100 años y un 2143 m³/seg para un periodo de retorno de 500 años. Estos caudales nos permitirán calcular la socavación en los estribos del Puente Comuneros.

4.3.2.4. Resultados y Comentarios

En resumen, los caudales determinados son expresados en el siguiente cuadro. Estos caudales nos permitirán calcular la socavación en los estribos del Puente Comuneros.

Tabla 29.- Resumen de Caudales para cada año de retorno.

T=Periodo de retorno	Qd (m³/s) Método Gumbel
100	1775.00 m ³ / seg.
500	2143.00 m ³ / seg.
Q medio	238.01 m ³ / seg.

4.3.3. Geotecnia

Los parámetros de mayor relevancia en el cauce del río Mantaro son las que intervienen en el cálculo de las máximas profundidades de socavación siendo estos parámetros: densidad, peso específico, velocidad de caída, su distribución granulométrica, la dimensión de las partículas y su desviación estándar geométrica. Los puntos más importantes para tener en cuenta son el peso volumétrico y la resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos, para suelos con gravas predomina el peso de las partículas y la dimensión de las mismas. Para la obtención de muestras la representación más relevante sería dentro y fuera de la socavación para la posterior evaluación del acorazamiento en el cauce o en el estribo del puente.

4.3.3.1. Extracción y Muestreo

Se extrajeron muestras de una amplia población, estas muestras son las más representativas con las cuales se procedió en el laboratorio con sus análisis de Peso específico y su distribución granulométrica siendo estos parámetros los más importantes y las que tienen mayor incidencia en la socavación de los estribos.



Ilustración 24.- Ubicación de la extracción de la muestra.



Ilustración 25.- Extracción de la muestra Calicata



Ilustración 26.- Extracción de la muestra Calicata



Ilustración 27.-Extracción de Muestras de las calicatas.



Ilustración 28.- Extracción de material de las calicatas.



Ilustración 29.- Distribución granulométrica Margen Izquierda del cauce del rio Mantaro.



Ilustración 30.- Distribución granulométrica Margen derecha del cauce del rio Mantaro.

4.3.3.2. Ensayo de Laboratorio

Los ensayos realizados en los laboratorios como peso específico y distribución granulométrica son los más importantes en el cálculo de socavación del puente.

a. Ensayo Del Peso Especifico

Los ensayos de peso específico se realizaron en los laboratorios Geovicon S.A.C y CISACPERU respectivamente, siguiendo lo establecido en la norma NTP 339.131 con el procedimiento estandarizado.



Ilustración 31.- Secado del material a una $T^{\circ}=110^{\circ}\text{C}$ en el laboratorio de Geovicon.



Ilustración 32.- Secado del material en el horno a una temperatura $T^{\circ}=110^{\circ}$ en el laboratorio de Geovicon.



Ilustración 33.- Ensayo de Peso específico del material granular que se extrajo y se evaluó en el laboratorio de Geovicon.



Ilustración 34.- Secado del material a una $T^{\circ}=110^{\circ}\text{C}$ en el laboratorio de Cisacperu.



Ilustración 35.- Limite Plástico del material.

b. Ensayo de Granulometría

Los ensayos de granulometría nos permitirá determinar las dimensiones de las partículas con la podremos calcular la velocidad crítica en movimiento del material. Este ensayo se realizó según lo establecido en la norma ASTM 422.



Ilustración 36.- Proceso de tamizaje de la muestra extraída en el laboratorio Geovicon.



Ilustración 37.- Pesado de la muestra luego del tamizaje en el laboratorio Geovicon.



Ilustración 38.- Proceso de tamizaje de la muestra extraída en el laboratorio Cisacperu.



Ilustración 39.- Pesado de la muestra luego del tamizaje en el laboratorio Cisacperu.

RESULTADOS:

Se presenta un cuadro de resumen de los resultados obtenidos en el estudio de Mecanica de suelos, los certificados de validación de los ensayos están anexados al final de este informe.

Tabla 30.- Resultados para el análisis de socavación.

CALICATA	ESTRUCTURA	PROF (M)	CLASIF-SUCS	Cu	Cc	D50
CAL-01	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	GP	53.86	3.53	14.108
CAL-02	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	GW	43.43	2.33	14.887
CAL-03	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	GW	26.30	1.07	7.922
CAL-04	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	2.50	GP-GM	114.45	0.23	11.260
CAL-05	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	1.90	GP	60.49	4.09	16.127
CAL-06	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	1.50	GP	54.05	5.19	12.589

En la presente tabla se obtiene el resumen de los porcentajes de la clasificación granulométrica, donde también se representa los valores de los limites de Attemberg, con un cuadro de calculo del contenido de humedad, los certificados de validación de los ensayos están anexados al final de este informe.

Tabla 31.- Resultados del ensayo de la granulometría y los límites de Attemberg.

CALICATA	GRANULOMETRIA (%)			LIMITES (%)		INDICES DE PLASTICIDAD (%)	C.H (%)
	Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P		
CAL-01	71.20	26.80	2.00	N.P.	N.P.	N.P.	2.70
CAL-02	69.50	29.10	1.40	N.P.	N.P.	N.P.	2.90
CAL-03	60.30	38.30	1.40	N.P.	N.P.	N.P.	1.60
CAL-04	60.30	30.70	9.00	N.P.	N.P.	N.P.	2.00
CAL-05	71.60	26.50	1.90	N.P.	N.P.	N.P.	5.90
CAL-06	71.50	24.70	3.80	N.P.	N.P.	N.P.	1.20

En la presente tabla se obtiene un resumen de la ubicación de las calicatas la profundidad, la clasificación SUCS, valor del coeficiente de uniformidad (Cu), valor del coeficiente de curvatura (Cc), y los valores del D50 según la clasificación granulométrica, los certificados de validación de los ensayos están anexados al final de este informe.

Tabla 32.- Clasificación del tipo de suelo.

CALICATA	ESTRUCTURA	PROF (M)	TIPO DE SUELO	CLASIF-SUCS	Cu	Cc	D50
CAL-01	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	Grava mal gradada con Arena	GP	53.86	3.53	14.108
CAL-02	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	Grava bien gradada con arena	GW	43.43	2.33	14.887
CAL-03	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	Grava bien gradada con arena	GW	26.30	1.07	7.922
CAL-04	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	2.50	Grava mal gradada con limo y arena	GP-GM	114.45	0.23	11.260
CAL-05	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	1.90	Grava mal gradada con Arena	GP	60.49	4.09	16.127
CAL-06	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	1.50	Grava mal gradada con Arena	GP	54.05	5.19	12.589

4.3.4. Geometría del Puente

El puente atirantado sobre el río Mantaro, actualmente en construcción, presenta una longitud total de 300 m. A ambos lados de este puente, se hace necesaria la definición de unas rampas de acceso que salven la zona de inundación del río en época de crecidas.

De esta forma, la rampa de acceso 1 presenta una longitud total de 80 m, dividida en dos vanos de 40 m de luz cada uno de ellos, mientras que la rampa de acceso 2, de 136 m de longitud total, se compone de tres vanos de 40 m de luz los dos laterales y de 56 m de luz el central. La sección transversal presenta un ancho de 10,4 m, en donde se sitúa una calzada de 6,6 m de ancho formada por dos carriles iguales, arcenes de 0,5 m y aceras a ambos lados de 1,2 m. El borde del tablero se protege mediante la colocación de barreras de hormigón coronadas por barandas metálicas que ocupan un ancho de 0,2 m. La sección transversal se define con un bombeo del 2%.

En ambas rampas se define una estructura mixta concreto-acero compuesta por dos vigas metálicas de 1,8 m de canto con sección doble T, con costillas transversales cada 4 m, sobre las que se sitúan las chapas grecadas que sirven como encofrado perdido a la losa de concreto armado superior, de 0,25 m de canto. Las vigas longitudinales, que presentan una separación entre sí de 5,6 m dejando por tanto voladizos a ambos lados de 2,4 m, tienen un ancho de platabanda inferior de 800 mm y de platabanda superior de 600 mm. Las costillas transversales se definen de igual manera mediante una sección en doble T con canto de 400 mm en la zona situada entre las vigas longitudinales. En la zona de voladizos este canto es variable desde los 400 mm anteriores hasta los 150 mm que presentan en los extremos del tablero.

Los estribos extremos de ambas rampas se definen mediante cargaderos de concreto armado sobre pilotes de hormigón con camisa perdida de 1 m de diámetro con aletas en vuelta.

Las pilas son apantalladas de concreto armado de 6,8 m de ancho y 0,6 m de espesor. Su cimentación es profunda por medio de pilotes de las mismas características de los definidos en estribos, sobre los que se dispone un encepado. En el caso de las pilas 2 y 3, que coinciden con los apoyos extremos del puente ya construido, será necesaria la construcción de un fuste adyacente al existente, que tendrá el mismo ancho que el resto de las pilas, 6,8 m, y un espesor de 1,4 m.



Ilustración 40.- Se aprecia toda la geometría del Puente Comuneros.



Ilustración 41.- Geometría del Puente.

4.3.4.1. Dimensiones en planta y elevación del Puente.

- Longitud de puente de comuneros	= 300.00 m
- Rampa de acceso 1	= 80.00 m
○ Vano 1	= 40.00 m
○ Vano 2	= 40.00 m
- Rampa de acceso 2	= 136.00 m
○ Vano 1	= 40.00 m
○ Vano 2	= 56.00 m
○ Vano 3	= 40.00 m
- Ancho del puente	= 10.40 m
○ Calzada	= 6.60 m
○ Arcenes	= 0.50 m
○ Aceras	= 1.20 m
○ Barreras Metálicas	= 0.20 m

- Numero de estribos = 2.00 estribos
- Angulo de ataque de flujo = 80.00 m



Ilustración 42.- Detalle de planta del puente.

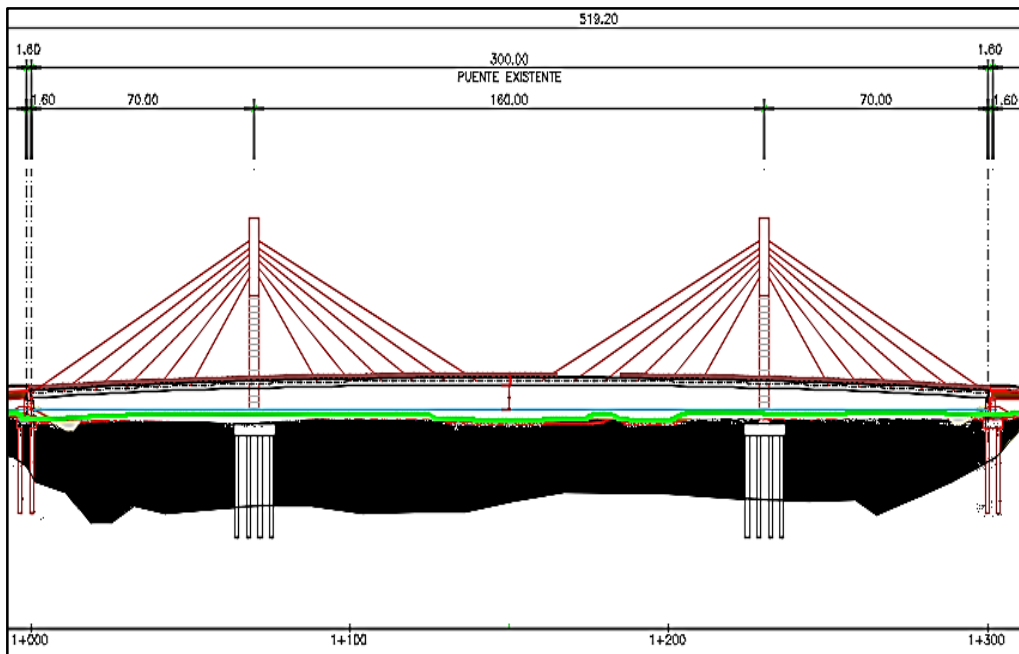


Ilustración 43.- Elevación y corte del puente.

de flujo y en la pendiente hidráulica todo este modelado en el software HEC-RAS V5.0.4.

4.3.5.1. Distribución de Velocidades

La velocidad de flujo para un canal no es uniforme en toda su sección transversal. La velocidad en un río varía de la forma del cauce del río de manera que presenta un lado interno donde se presenta una deposición del material de arrastre y en el lado extremo donde se ocurre la erosión.

Para el procedimiento de cálculo de velocidades se realizó con la ecuación general de Manning la cual tuvo una verificación de rugosidad en campo a través de métodos clásicos.

Con el programa de HEC-RAS V5.0.4 realiza la distribución de velocidades en toda la superficie de la sección y realiza un promedio de subsección o a través de una velocidad media en toda la sección general. Con el siguiente gráfico podemos representar las velocidades de flujo en una sección.

4.3.5.2. Rugosidad del Canal

Para calcular el valor de rugosidad “n” se debe tener una buena estimación acerca del escurrimiento del canal dado. Para calcular la rugosidad respectiva tendríamos que tener como conocimiento general los siguientes criterios:

- Factores que alteren el valor de “n”.
- Revisar valores típicos de “n” para diferentes situaciones.
- Determinar el valor de “n” a través de un procedimiento de análisis sobre las velocidades de distribución en la sección transversal.

Tabla 33.- Diversos Factores para el coeficiente n. Cowan. 2001

Superficie del Canal	Tierra	no	0.020
	Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Irregularidad	Suave	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderada		0.010
	Severa		0.020
Variación de la Sección	Gradual	n2	0.000
	Ocasional		0.005
	Frecuente		0.010 – 0.015
Efecto de la Obstrucción	Despreciable	n3	0.000
	Menor		0.010 – 0.015
	Apreciable		0.020 – 0.030
	Severo		0.040 – 0.060
Vegetación	Bajo	n4	0.005 – 0.010
	Medio		0.010 – 0.025
	Alto		0.025 – 0.050
	Muy alto		0.050 – 1.000
Intensidad de Meandros	Menor	n5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

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

CÁLCULO DE LA RUGOSIDAD.

Para cauce principal

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

n0 = 0.030 Bolones de roca con grava gruesa.

n1 = 0.010 Irregularidad moderado.

n2 = 0.005 Variación de sección ocasional.

n3 = 0.002 Efecto de obstrucción menor.

n4 = 0.000 Vegetación cero.

n5 = 1.000 Intensidad de meandro

n = 0.047 Rugosidad del canal

Para la zona de inundación

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

n0 = 0.025 Grava gruesa

n1 = 0.010 Irregularidad moderado.

n2 = 0.005 Variación de sección ocasional.

n3 = 0.005 Efecto de obstrucción menor.

n4 = 0.010 Vegetación bajo.

n5 = 1.000 Intensidad de meandros menor

n = 0.055 Rugosidad del canal

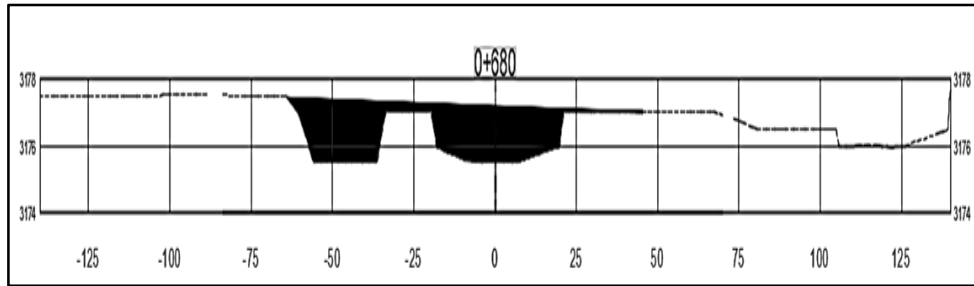


Ilustración 46.- Sección de aforo

CÁLCULO DE LA RUGOSIDAD.

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

$$Q = A \cdot V$$

$$Q = \frac{1}{nP^{2/3}} A^{4/3} S^{1/2}$$

Cota del espejo de agua = 3177.20 m.s.n.m

Ancho de espejo de aguas B = 153.59 m

Rugosidad promedio n = 0.047

Perímetro mojado = 171.64 m

Área del agua A = 552.56 m²

Pendiente local S = 0.004 m/m

4.3.6. Modelación hidráulica de socavación con HEC-RAS V5.0.4

Para el cálculo de socavación se utilizó el programa HEC RAS V5.0.1 ya que en su configuración genera un entorno unidimensional asumiendo en su data una base teórica de modelación hidráulica basándose en las ecuaciones de energía y la cantidad de movimiento.

4.3.6.1. Ingreso de datos.

Para la modelación en el programa HEC-RAS V5.0.4 se necesitó un estudio de los parámetros geomorfológicos, geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos de la zona. Determinado los parámetros de la zona se procedió a ingresar en el programa.

4.3.6.1.1. Datos Topográficos

Para el ingreso de los datos topográficos se configuro para las coordenadas UTM y la configuración de las secciones transversales fueron importados del AutoCAD Civil 3D al programa HEC-RAS V5.0.4.

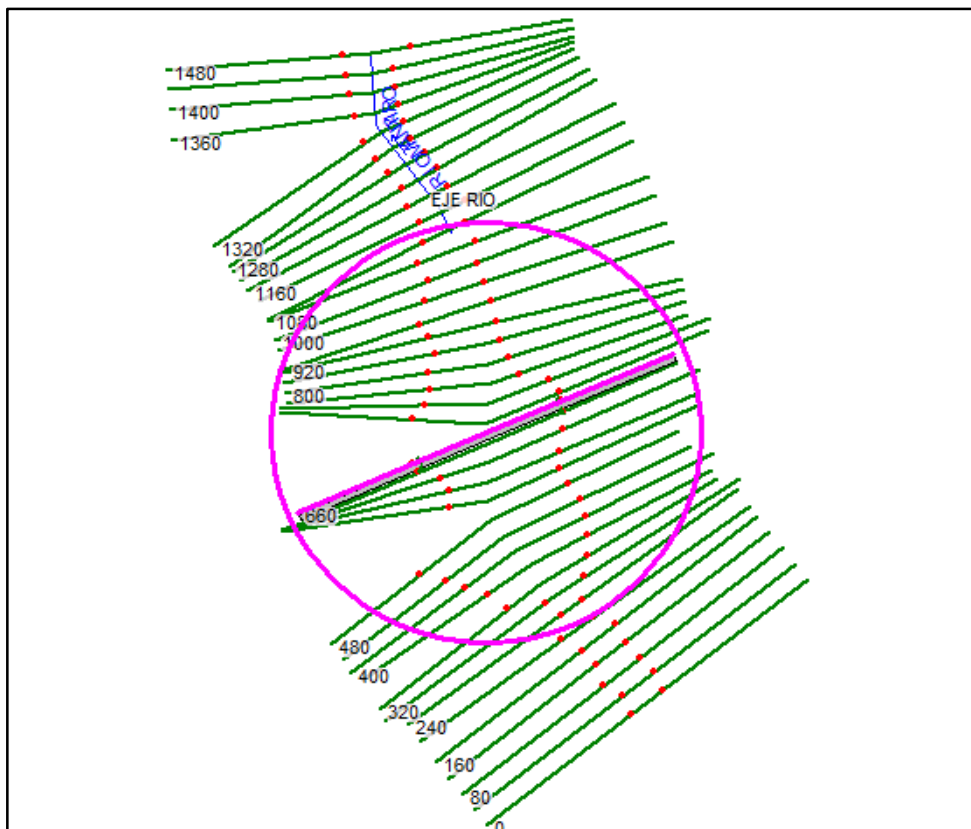


Ilustración 47.- Datos topográficos en planta en HEC-RAS V5.0.4

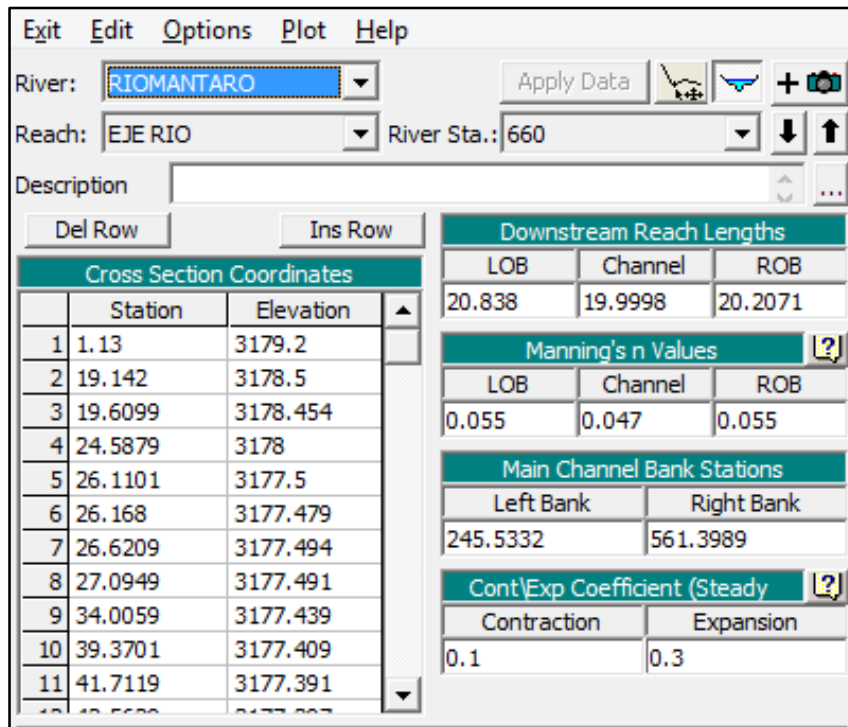


Ilustración 48.- Coordenadas de cada sección transversal importados del AutoCAD civil 3D

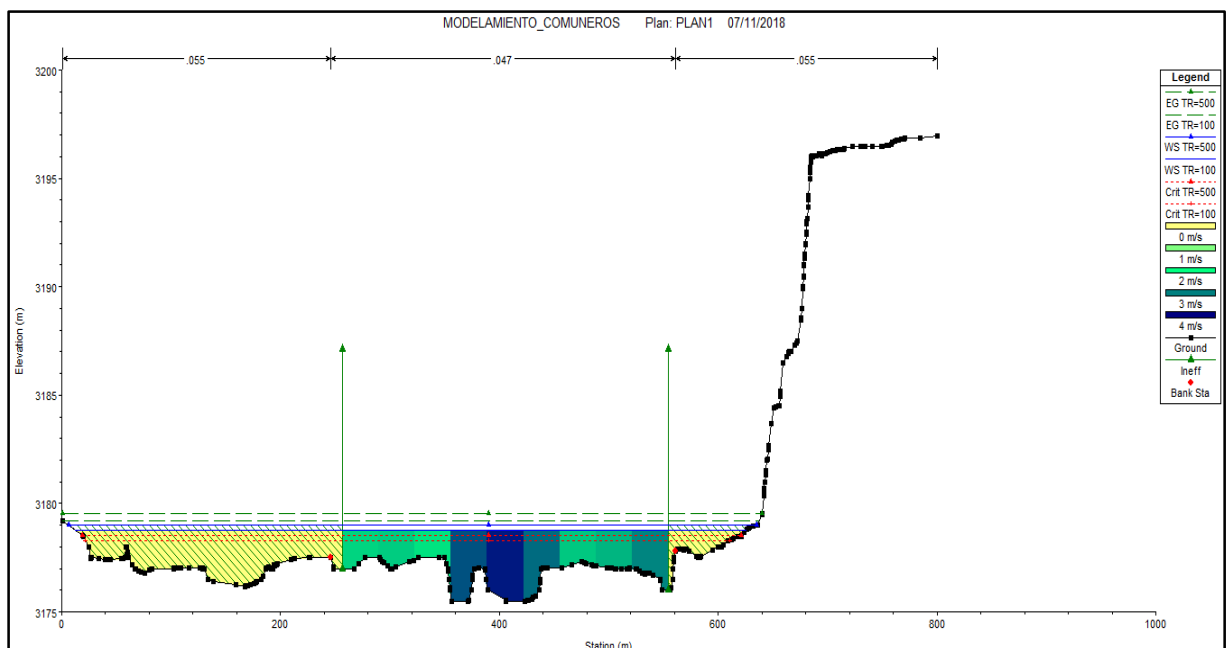


Ilustración 49.- La sección transversal importado del AutoCAD Civil 3D, que se encuentra ubicado a la altura del puente donde se realizara la modelación de socavación en los estribos.

4.3.6.1.2. Datos Geotécnicos

Los datos de mayor importancia en este ámbito son la rugosidad, el diámetro promedio de las partículas del fondo del cauce del río y el peso específico del material.

Obtenido ya estos resultados se procede a insertar en el programa.

The screenshot shows a software interface for entering geotechnical parameters. It is divided into two main sections:

Left Section (Table-based input):

- Downstream Reach Lengths:** A table with columns LOB, Channel, and ROB. Values: LOB=39.303, Channel=40.0001, ROB=36.6031.
- Manning's n Values:** A table with columns LOB, Channel, and ROB. Values: LOB=0.055, Channel=0.047, ROB=0.055.
- Main Channel Bank Stations:** A table with columns Left Bank and Right Bank. Values: Left Bank=256.6962, Right Bank=568.4209.
- Cont\Exp Coefficient (Steady):** A table with columns Contraction and Expansion. Values: Contraction=0.1, Expansion=0.3.

Right Section (Parameter Configuration):

- Contraction:** Radio button selected, labeled "Pier".
- Abutment:** Radio button selected, labeled "Local V1 Y1".
- Maximum V1 Y1:** Radio button selected.
- Local V1 Y1:** Radio button unselected.
- Pier #:** Dropdown menu set to "Apply to All Piers".
- Shape:** Dropdown menu set to "Square nose".
- a:** Input field set to 3.00.
- D50:** Input field set to 7.90.
- Y1:** Input field set to 3.14.
- V1:** Input field set to 3.81.
- Fr1:** Input field set to 0.379.
- Method:** Dropdown menu set to "CSU equation".
- CSU's Eqn. Specific Data:**
 - K1:** Input field set to 1.10.
 - Angle:** Input field set to 0.00.
 - L:** Input field set to 1.00.
 - K2:** Input field set to 1.00.
 - K3:** Dropdown menu set to "1.1 - Clear-Water Scour".
 - D95:** Input field set to 44.50.
 - K4:** Input field set to 0.63.

Ilustración 50.- Ingreso de parámetros geotécnicos al programa, tales como el D50 y D95.

4.3.6.1.3. Datos Hidrológicos

Los datos hidrológicos de caudal calculado son utilizados en la modelación respectiva la cual se representa en el siguiente cuadro.

File Options Help

Enter/Edit Number of Profiles (32000 max): Reach Boundary Conditions ...

Locations of Flow Data Changes

River:

Reach: River Sta.:

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates		
	River	Reach	RS	TR=100	TR=500
1	RIOMANTARO	EJE RIO	1480	1775	2143

Ilustración 51.- Ingreso de los diferentes caudales de diseño al programa HEC-RAS V5.0.4

4.3.6.1.4. Datos Hidráulicos

Para la modelación respectiva se debe tener calculada la pendiente de la línea de energía promedio del cauce en análisis. Se considerará que la línea de energía será paralela a la pendiente del espejo de agua.

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

Available External Boundary Condition Types

Selected Boundary Condition Locations and Types

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
RIOMANTARO	EJE RIO	all	Critical Depth	Critical Depth

Ilustración 52.- Ingresamos la pendiente del rio al programa HEC-RAS V5.0.4

4.3.6.1.5. Geometría del puente

Se ingresa las características del puente como su geometría del puente en coordenadas X – Y como se muestra en la siguiente figura.

Distance	Width	Weir Coef
4.	12.	1.4

Clear Del Row Ins Row Copy US to DS

Upstream				Downstream		
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	0	3187.12	3185.12	0	3187.12	3185.12
2	800	3187.12	3185.12	800	3187.12	3185.12
3						
4						
5						
6						
7						
8						

Ilustración 53.- Ingreso de los datos geométricos del puente al programa HEC- RAS V5.0.4.

Add Copy Delete Pier # 1

Del Row Centerline Station Upstream 325.5

Ins Row Centerline Station Downstream 325.5

Floating Pier Debris

All On ... All Off ... Apply floating debris to this pier

Set Wd/Ht for all ... Debris Width:

Debris Height:

Upstream		Downstream		
	Pier Width	Elevation	Pier Width	Elevation
1	3	3170	3	3170
2	3	3185.12	3	3185.12

Ilustración 54.- Ingreso de los datos geométricos del pilar N°1 del puente.

Add Copy Delete Pier # 2

Del Row Centerline Station Upstream 485.5

Ins Row Centerline Station Downstream 485.5

Floating Pier Debris

All On ... All Off ... Apply floating debris to this pier

Set Wd/Ht for all ... Debris Width:

Debris Height:

Upstream		Downstream		
	Pier Width	Elevation	Pier Width	Elevation
1	3	3170	3	3170
2	3	3185.12	3	3185.12

Ilustración 55.- Ingreso de los datos geométricos del pilar N°2 del puente.

Add		Copy		Delete		Abutment #		1		↓		↑	
Del Row		Ins Row		Upstream				Downstream					
	Station	Elevation	Station	Elevation									
1	0	3185.12	0	3185.12									
2	255.5	3185.12	255.5	3185.12									
3													
4													
5													
6													
7													

Ilustración 56.- Ingreso de los datos geométricos del estribo N°1 del puente.

Add		Copy		Delete		Abutment #		2		↓		↑	
Del Row		Ins Row		Upstream				Downstream					
	Station	Elevation	Station	Elevation									
1	555.5	3185.12	555.5	3185.12									
2	800	3185.12	800	3185.12									
3													
4													
5													
6													
7													

Ilustración 57.- Ingreso de los datos geométricos del estribo N°2 del puente.

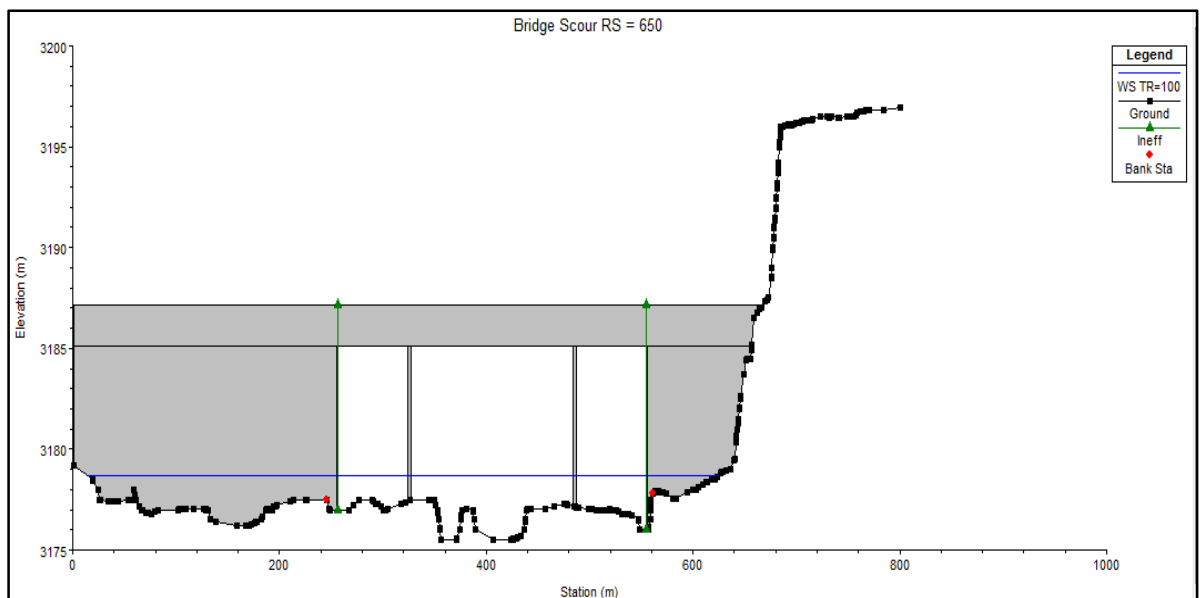


Ilustración 58.- Sección transversal del cauce a la altura del puente donde se ve el detalle del pilar, los estribos y la superestructura. $Tr=100$ años

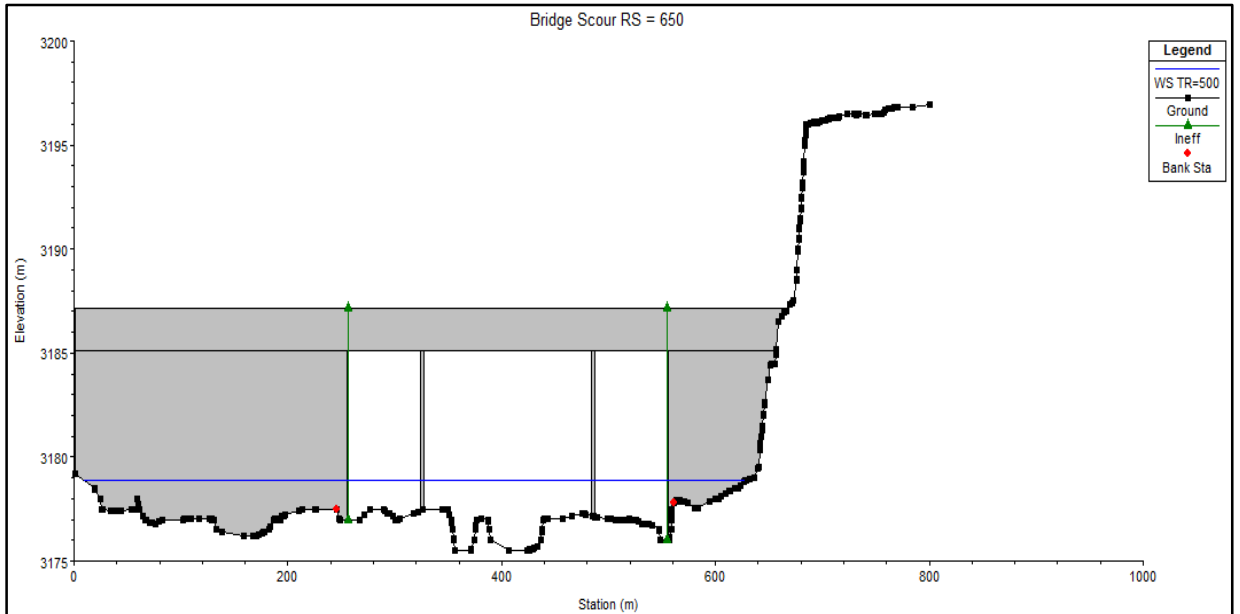


Ilustración 59.- Sección transversal del cauce a la altura del puente donde se ve el detalle del pilar, los estribos y la superestructura. Tr=500 años

4.3.6.2. Procesamiento de datos

4.3.6.2.1. Fraccionamiento de la Selección

Para el cálculo con más precisión de debe de fraccionar la sección del canal en varios tramos, de tal manera que las distribuciones de velocidades y otros cálculos hidráulicos sean lo más cercano al flujo real del río.

Para nuestro modelamiento hidráulico se fracciono en diez partes y para las zonas de inundación en diez partes para el lado izquierdo y diez partes para el lado derecho.

Ilustración 60.- Fraccionamiento de la sección transversal del río Mantaro.

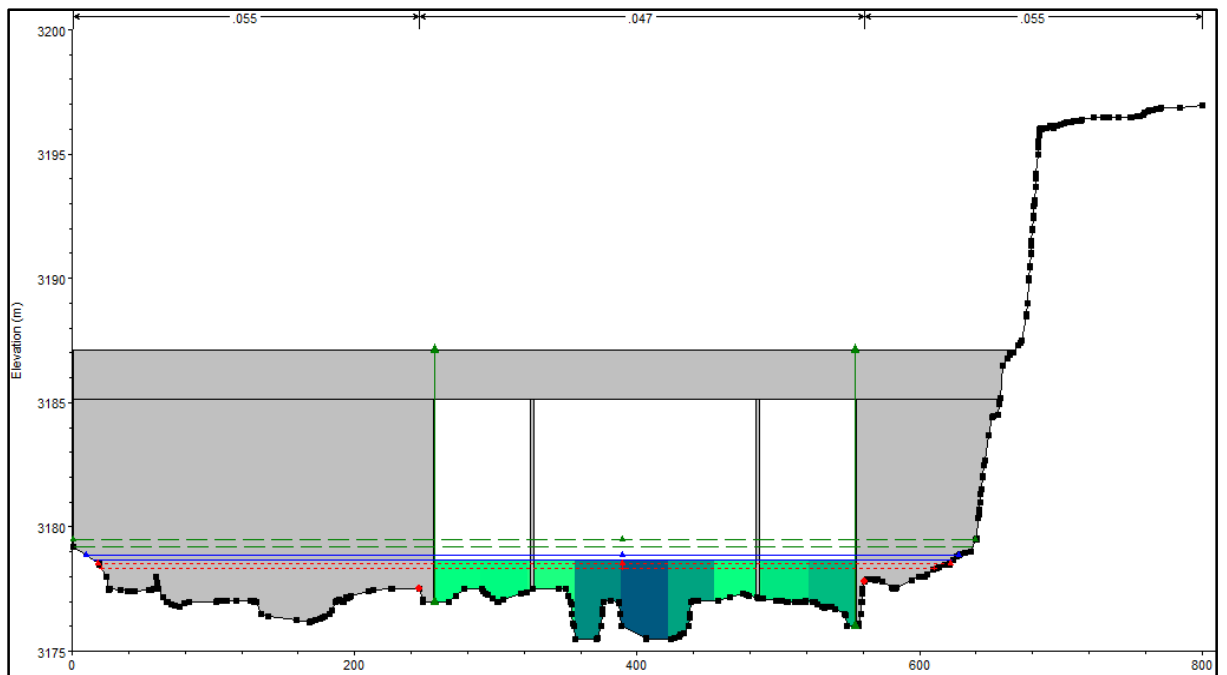


Ilustración 61.- Distribución por tramos del promedio de las velocidades en la sección transversal.

4.3.6.2.2. Cálculos Hidráulicos a la socavación

Para el cálculo hidráulico se debe de condicionar el tipo de flujo a modelar. Para nuestro modelamiento consideraremos un flujo uniforme, permanente y con un régimen mixto (Subcrítico, crítico y supercrítico).

Para el cálculo respectivo se utilizó la fórmula de Manning, con la ecuación de la energía y la ecuación de la cantidad de movimiento.

Ecuación de Manning.

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

Ecuación de la energía.

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Ecuación de la cantidad de movimiento.

$$\frac{Q^2}{gA1} + Y1A1 = \frac{Q^2}{gA2} + Y2A2$$

**RESUMEN DE OS CALCULOS HIDRAULICOS EN EL PUENTE DE
PARA LOS 2 CAUDALES DETERMINADOS Q=T100 Y Q=T500**

Profile: T=100 años = Q =1775 m3/seg

River:	RIOMANTARO	Profile:	TR=100
Reach:	EJE RIO	RS:	650
Plan: PLAN1 RIOMANTARO EJE RIO RS: 650 Profile: TR=100			
E.G. US. (m)	3179.22	Element	Inside BR US
W.S. US. (m)	3178.77	E.G. Elev (m)	3179.18
Q Total (m3/s)	1775.00	W.S. Elev (m)	3178.67
Q Bridge (m3/s)	1775.00	Crit W.S. (m)	3178.31
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.17
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.16
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	561.27
Weir Submerg		Froude # Chl	0.73
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1179.44
Min El Weir Flow (m)	3187.12	Hydr Depth (m)	1.92
Min El Prs (m)	3185.12	W.P. Total (m)	298.68
Delta EG (m)	0.20	Conv. Total (m3/s)	18185.0
Delta WS (m)	0.25	Top Width (m)	294.00
BR Open Area (m2)	2445.86	Frctn Loss (m)	0.11
BR Open Vel (m/s)	3.16	C & E Loss (m)	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	175.57
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	555.23
			Inside BR DS
			3179.06
			3178.56
			3178.17
			3.06
			3.13
			567.50
			0.72
			1184.99
			1.94
			301.28
			18416.0
			294.00
			0.04
			0.00
			171.60
			536.71

Ilustración 62.- Resumen de los cálculos hidráulicos T=100 años.

Profile: T= 500 años = Q=2143 m3/seg

Plan: PLAN1 RIOMANTARO EJE RIO RS: 650 Profile: TR=500				
E.G. US. (m)	3179.52	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	3178.99	E.G. Elev (m)	3179.48	3179.35
Q Total (m3/s)	2143.00	W.S. Elev (m)	3178.87	3178.75
Q Bridge (m3/s)	2143.00	Crit W.S. (m)	3178.53	3178.39
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.36	3.25
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.46	3.44
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	619.33	622.52
Weir Submerg		Froude # Chl	0.76	0.75
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1480.54	1483.24
Min El Weir Flow (m)	3187.12	Hydr Depth (m)	2.12	2.13
Min El Prs (m)	3185.12	W.P. Total (m)	299.48	302.04
Delta EG (m)	0.21	Conv. Total (m3/s)	21389.2	21451.0
Delta WS (m)	0.28	Top Width (m)	294.00	294.00
BR Open Area (m2)	2445.86	Frctn Loss (m)	0.12	0.04
BR Open Vel (m/s)	3.46	C & E Loss (m)	0.00	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	203.58	201.72
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	704.42	694.42

Ilustración 63.- Resumen de los cálculos hidráulicos T=500 años.

ALTURA DEL TIRANTE PARA LOS DIFERENTES CAUDALES DE DISEÑO

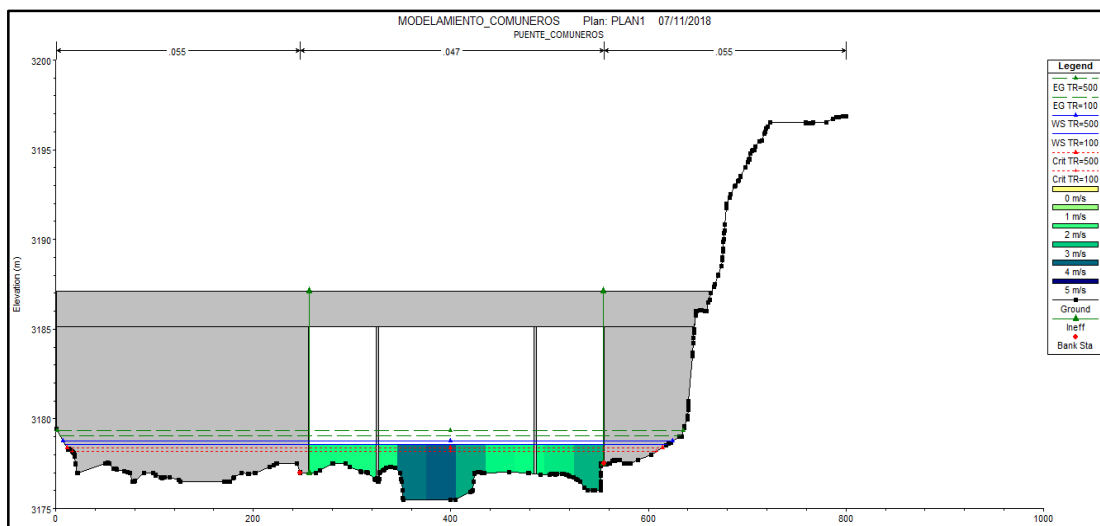


Ilustración 64.- Altura del tirante para el caudal de diseño $Q_d=1775\text{m}^3/\text{s}$

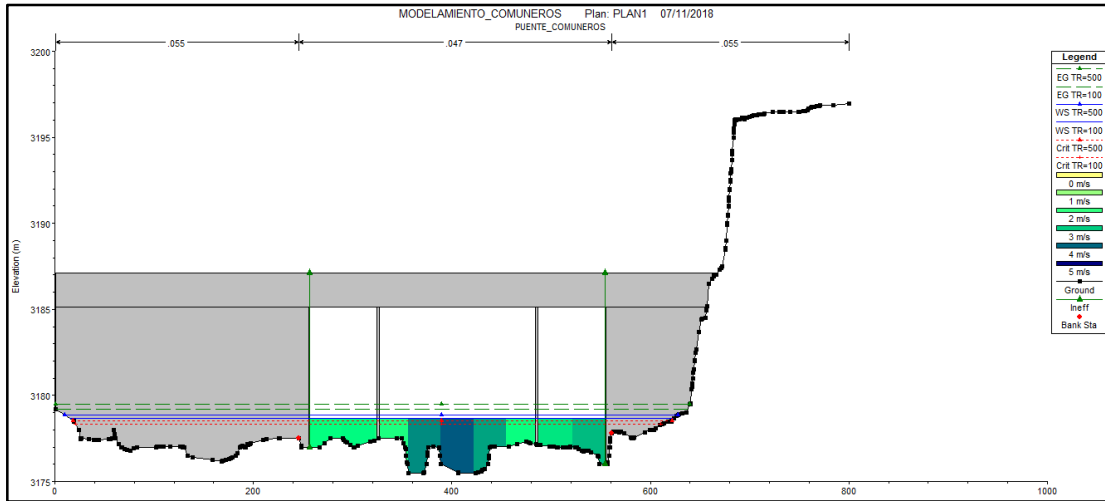


Ilustración 65.- Altura del tirante para el caudal de diseño $Q_d=2143\text{m}^3/\text{s}$

PERFIL LONGITUDINAL DEL ESPEJO DE AGUAS PARA LOS DIFERENTES CAUDALES.

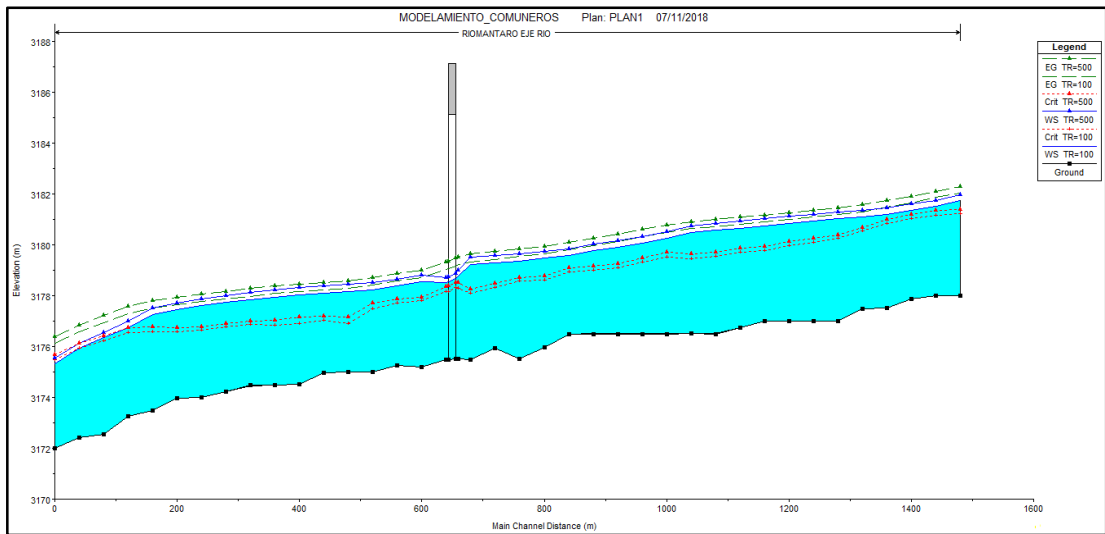


Ilustración 66.- Perfil longitudinal del espejo de agua para los diferentes caudales.

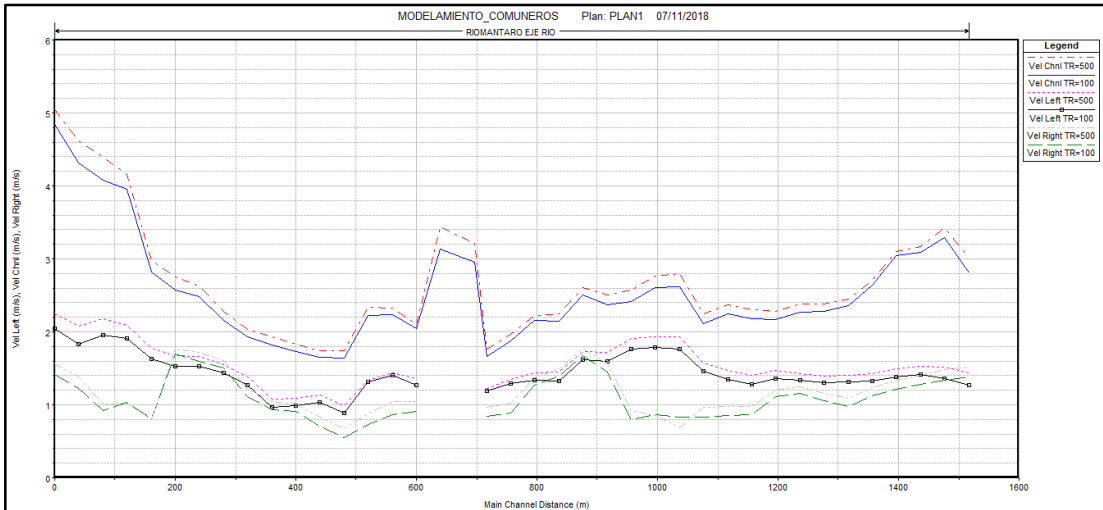


Ilustración 67.- Variación de la velocidad a lo largo del Rio Mantaro para los diferentes caudales.

CURVA DEL CAUDAL VS EL TIRANTE MAXIMO A LA ALTURA DEL PUEBLO

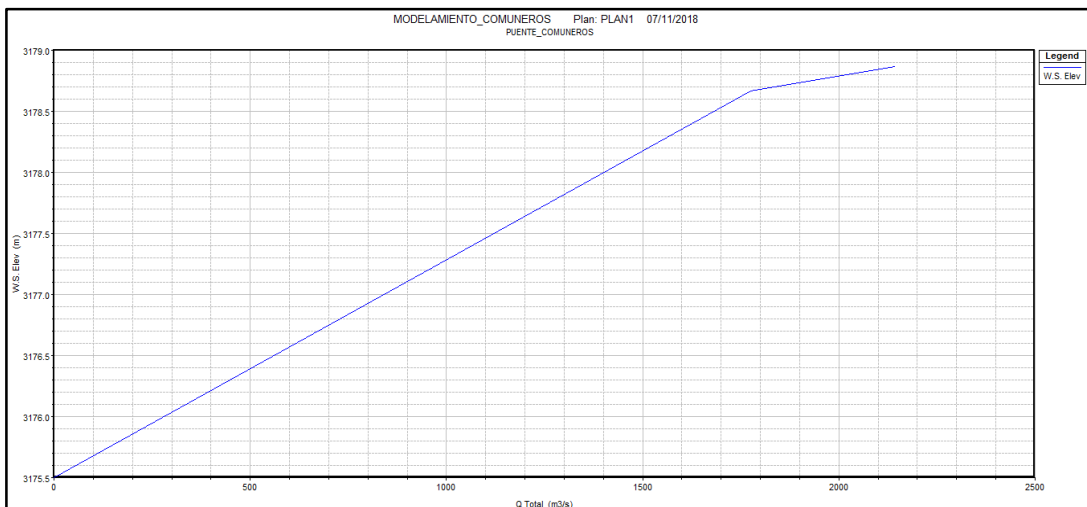


Ilustración 68.- Curva caudal vs el tirante máximo a la altura BR U del puente.

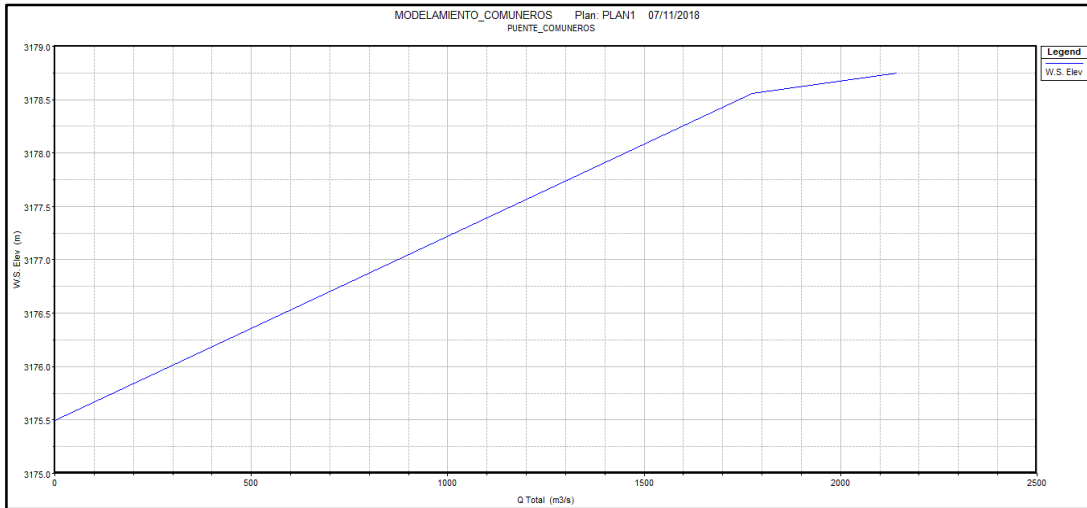


Ilustración 69.- Curva caudal vs el tirante máximo a la altura BR D del puente.

4.3.6.2.3. Cálculos de factores de socavación

Por lo que el río Mantaro es de tipo (río de alta montaña), y que transporta sedimentos, entonces el tipo de socavación que se va modelar será:

Socavación de lecho móvil.

El software HEC-RAS V5.0.4 calcula la socavación en base a la ecuación de Laursen.

$$\frac{H_s}{h_1} = \left[\frac{Q_2}{Q_1} \right]^{6/7} \left[\frac{B_1}{B_2} \right]^{K_1}$$

$$D_s = H_s - h_2$$

X1 = Aguas arriba

X2 = En el puente.

Tabla 34.- Tabla del valor K1 dada por laursen.

V*/w	K1	Modo de transporte del sedimento de lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho.
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido.
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido.

$$V^* = \sqrt{gh_1I_1}$$

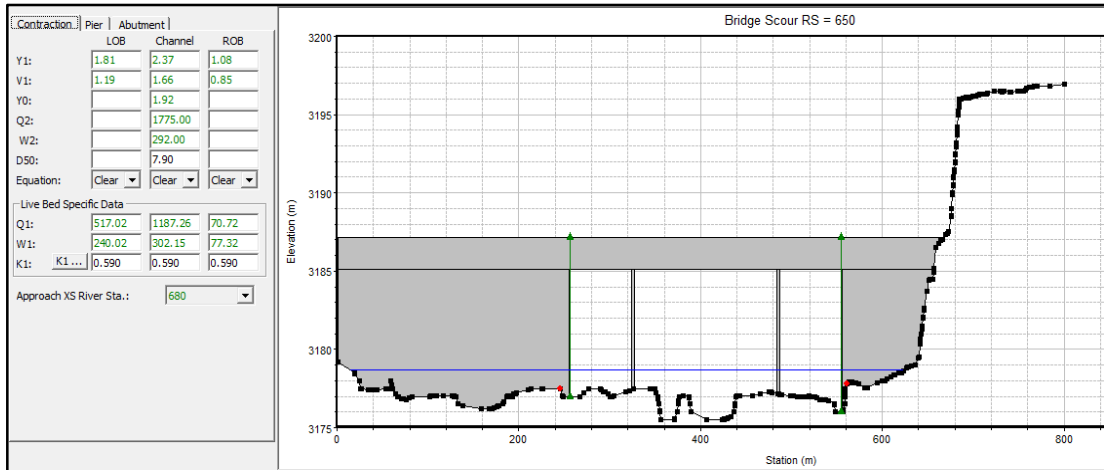


Ilustración 70.- Ingreso de los parámetros geotécnicos para desarrollar la modelación en la socavación por contracción.

El cálculo de la socavación local en los estribos que realiza el programa HEC – RAS V5.0.4, está en hecha con la ecuación desarrollada por la UNIVERSIDAD ESTATAL DE COLORADO (CSU).

$$\frac{ds}{h} = 2.0KfK\phi KcK\alpha \left(\frac{a}{h}\right)^{0.65} Fr^{0.43}$$

Para los valores obtenidos:

D50	=	0.72
Vizq	=	1.23 m/s
V der	=	0.97 m/s
n borde	=	0.055
n eje	=	0.047
Ka	=	0.4.

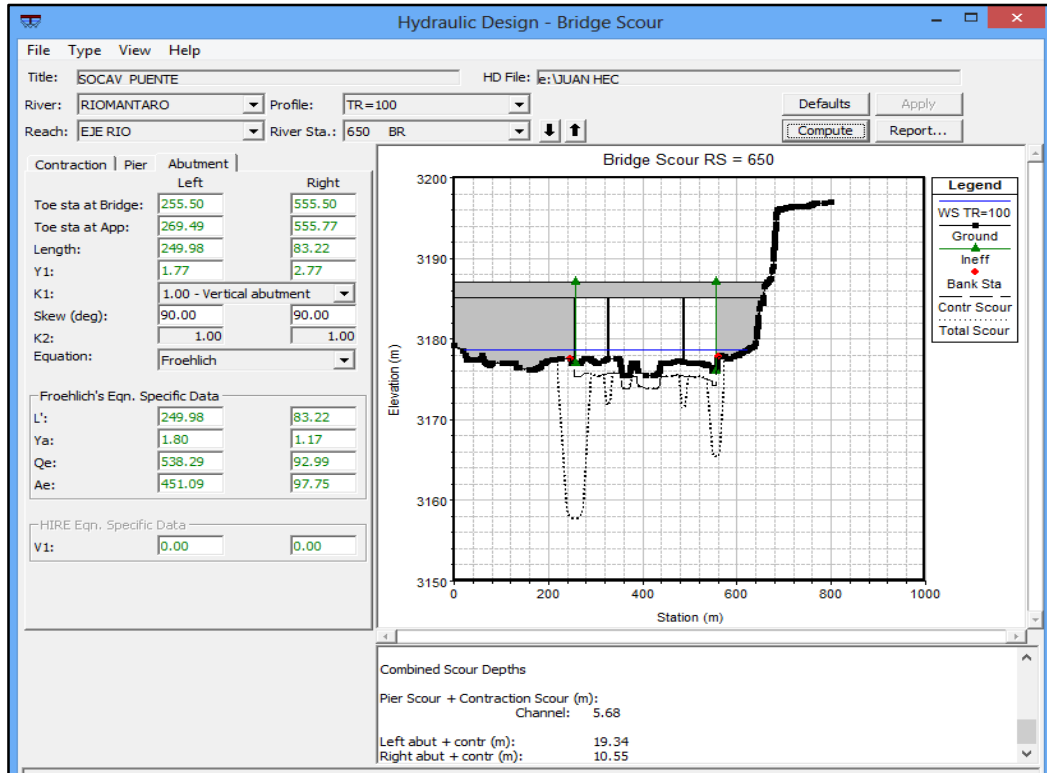


Ilustración 71.- Ingreso de factores que intervienen en el proceso de socavación local de los estribos tr=100 años.

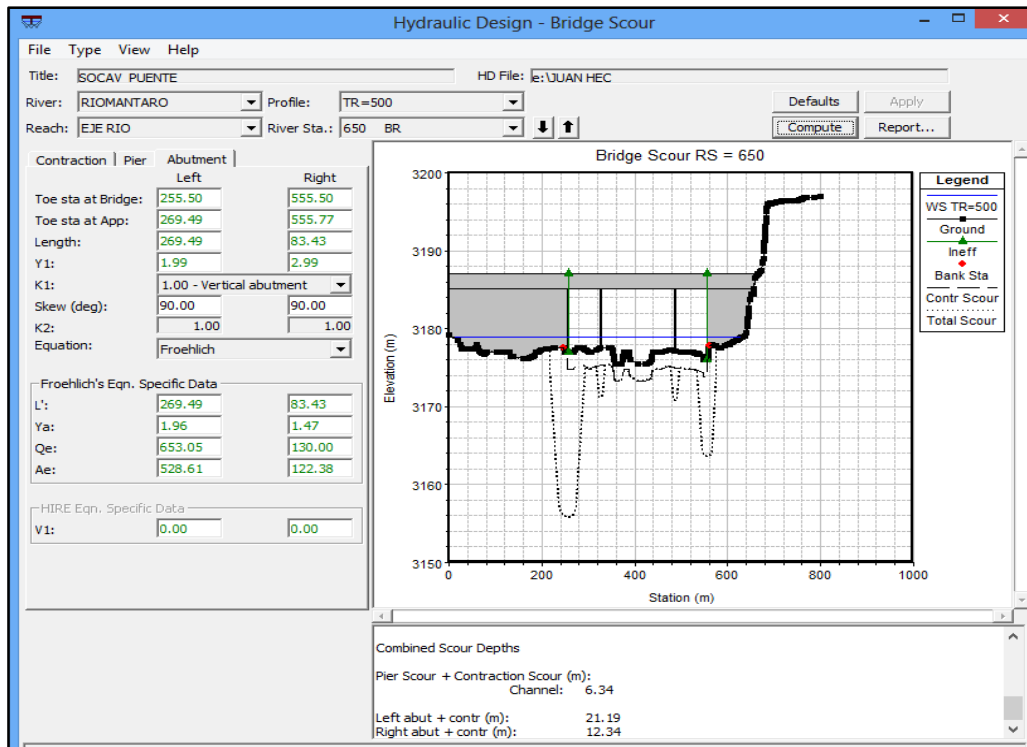


Ilustración 72.- Ingreso de factores que intervienen en el proceso de socavación local de los estribos tr:500 años.

4.3.6.3. Resultados de la Modelación.

4.3.6.3.1. Profundidad de Socavación para $Q_{t100}=1775 \text{ m}^3/\text{s}$.

Contraction Scour			
Input Data	Left	Channel	Right
Average Depth (m):	1.81	2.37	1.08
Approach Velocity (m/s):	1.19	1.66	0.85
BR Average Depth (m):		1.92	
BR Opening Flow (m ³ /s):		1775.00	
BR Top WD (m):		292.00	
Grain Size D50 (mm):		7.90	
Approach Flow (m ³ /s):	517.02	1187.26	70.72
Approach Top WD (m):	240.02	302.15	77.32
K1 Coefficient:	0.590	0.590	0.590
Results			
Scour Depth Ys (m):		1.72	
Critical Velocity (m/s):			
Equation:		Clear	
Pier Scour			
All piers have the same scour depth			
Input Data			
Pier Shape:	Square nose		
Pier Width (m):	3.00		
Grain Size D50 (mm):	7.90000		
Depth Upstream (m):	3.14		
Velocity Upstream (m/s):	3.81		
K1 Nose Shape:	1.10		
Pier Angle:	0.00		
Pier Length (m):	1.00		
K2 Angle Coef:	1.00		
K3 Bed Cond Coef:	1.10		
Grain Size D90 (mm):	44.50000		
K4 Armouring Coef:	0.63		
Results			
Scour Depth Ys (m):	3.95		
Froude #:	0.69		
Equation:	CSU equation		
Abutment Scour			
Input Data	Left	Right	
Station at Toe (m):	255.50	555.50	
Toe Sta at appr (m):	269.49	555.77	
Abutment Length (m):	249.98	83.22	
Depth at Toe (m):	1.77	2.77	
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment		
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00	
K2 Skew Coef:	1.00	1.00	
Projected Length L' (m):	249.98	83.22	
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.80	1.17	
Flow Obstructed Qe (m ³ /s):	538.29	92.99	
Area Obstructed Ae (m ²):	451.09	97.75	
Results			
Scour Depth Ys (m):	17.62	8.83	
Qe/Ae = Ve:	1.19	0.95	
Froude #:	0.28	0.28	
Equation:	Froehlich	Froehlich	
Combined Scour Depths			
Pier Scour + Contraction Scour (m):		Channel:	5.68
Left abutment scour + contraction scour (m):			19.34
Right abutment scour + contraction scour (m):			10.55

4.3.6.3.2. Profundidad de Socavación para $Q_{t500}=2143 \text{ m}^3/\text{s}$.

Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	1.96	2.66	1.37
Approach Velocity (m/s):	1.23	1.76	0.97
Br Average Depth (m):		2.12	
BR Opening Flow (m ³ /s):		2143.00	
BR Top WD (m):		292.00	
Grain Size D50 (mm):		7.90	
Approach Flow (m ³ /s):	625.52	1414.21	103.27
Approach Top WD (m):	259.52	302.15	77.53
K1 Coefficient:	0.590	0.640	0.590
Results			
Scour Depth Ys (m):		2.16	
Critical Velocity (m/s):			
Equation:		Clear	
Pier Scour			
All piers have the same scour depth			
Input Data			
Pier Shape:	Square nose		
Pier Width (m):	3.00		
Grain Size D50 (mm):	7.90000		
Depth Upstream (m):	3.36		
Velocity Upstream (m/s):	4.08		
K1 Nose Shape:	1.10		
Pier Angle:	0.00		
Pier Length (m):	1.00		
K2 Angle Coef:	1.00		
K3 Bed Cond Coef:	1.10		
Grain Size D90 (mm):	44.50000		
K4 Armouring Coef:	0.64		
Results			
Scour Depth Ys (m):	4.17		
Froude #:	0.71		
Equation:	CSU equation		
Abutment Scour			
	Left	Right	
Input Data			
Station at Toe (m):	255.50	555.50	
Toe Sta at appr (m):	269.49	555.77	
Abutment Length (m):	269.49	83.43	
Depth at Toe (m):	1.99	2.99	
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment		
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00	
K2 Skew Coef:	1.00	1.00	
Projected Length L' (m):	269.49	83.43	
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.96	1.47	
Flow Obstructed Qe (m ³ /s):	653.05	130.00	
Area Obstructed Ae (m ²):	528.61	122.38	
Results			
Scour Depth Ys (m):	19.02	10.18	
Qe/Ae = Ve:	1.24	1.06	
Froude #:	0.28	0.28	
Equation:	Froehlich	Froehlich	
Combined Scour Depths			
Pier Scour + Contraction Scour (m):		Channel:	6.34
Left abutment scour + contraction scour (m):			21.19
Right abutment scour + contraction scour (m):			12.34

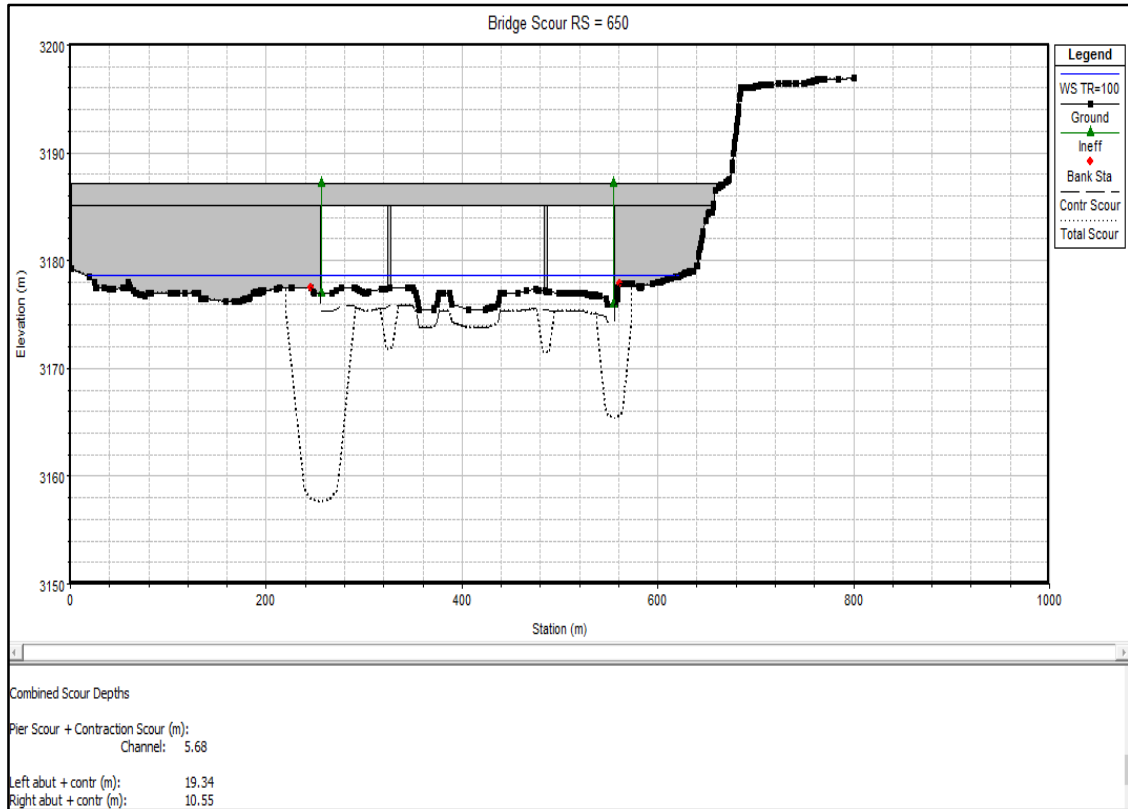


Ilustración 73.- Grafica de la socavación para un $Tr= 100$ años.

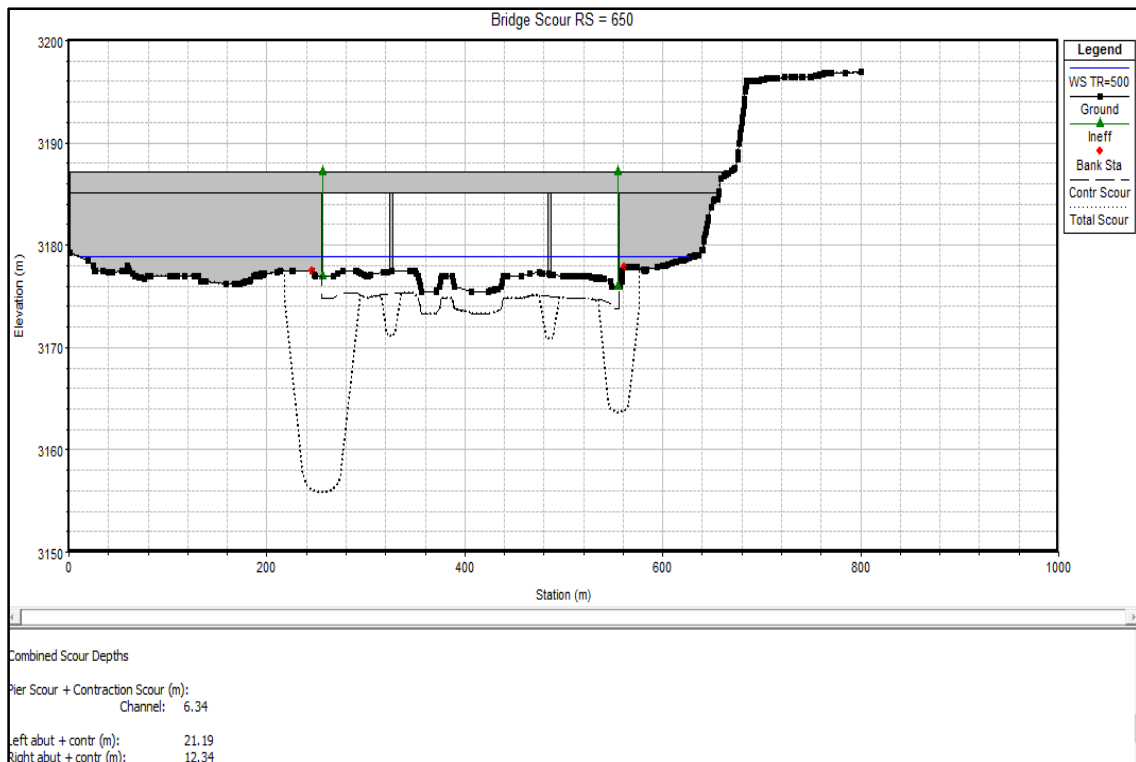


Ilustración 74.- Grafica de la socavación para un $Tr= 500$ años.

4.3.6.3.3. Ajuste y validación del modelo Hidráulico

Como el resultado del modelamiento se obtiene una gráfica en la cual se representa una curva de la variación de la socavación ya que a medida que aumenta el caudal la profundidad de socavación es mayor, obteniendo así una variación directamente proporcional entre el caudal y la socavación, conociendo una geomorfología del puente ya definida y con una estimación de la socavación máxima en los estribos del puente Comuneros. Dicho modelamiento está referido a un estudio hidráulico del río en base a probalidades lo cual puede variar a razón de las circunstancias.

De tal forma se presenta dos graficas que representan la socavación para cada estribo del puente obteniendo así un análisis más detallado sobre la socavación para cada estribo del puente.

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo izquierdo y el caudal para un periodo de retorno de 100 años

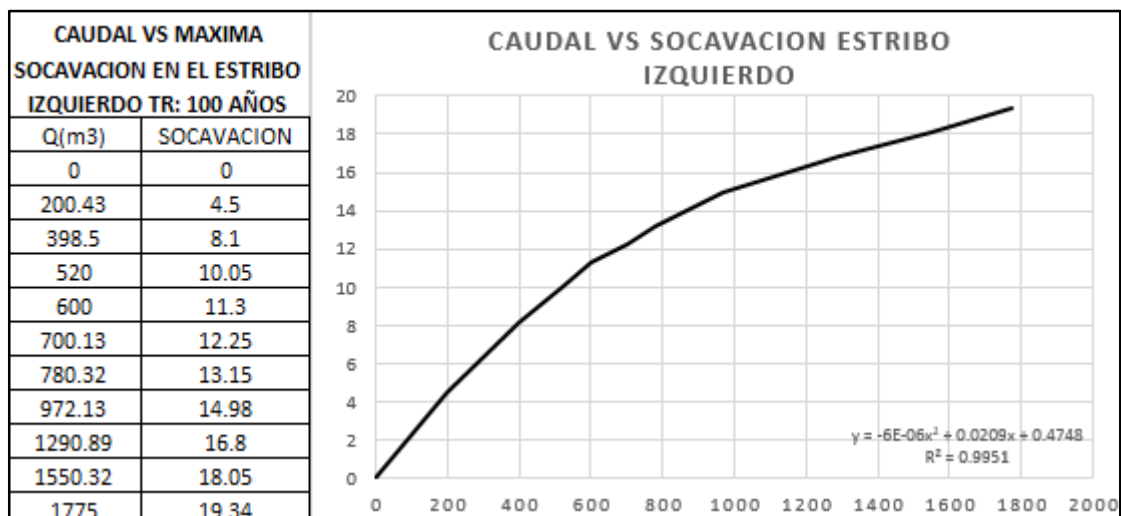


Ilustración 75.- Resultado de la variación de la socavación total en la base del estribo izquierdo del puente Comuneros para los diferentes caudales de diseño para el Tr=100 años

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo derecho y el caudal para un periodo de retorno de 100 años

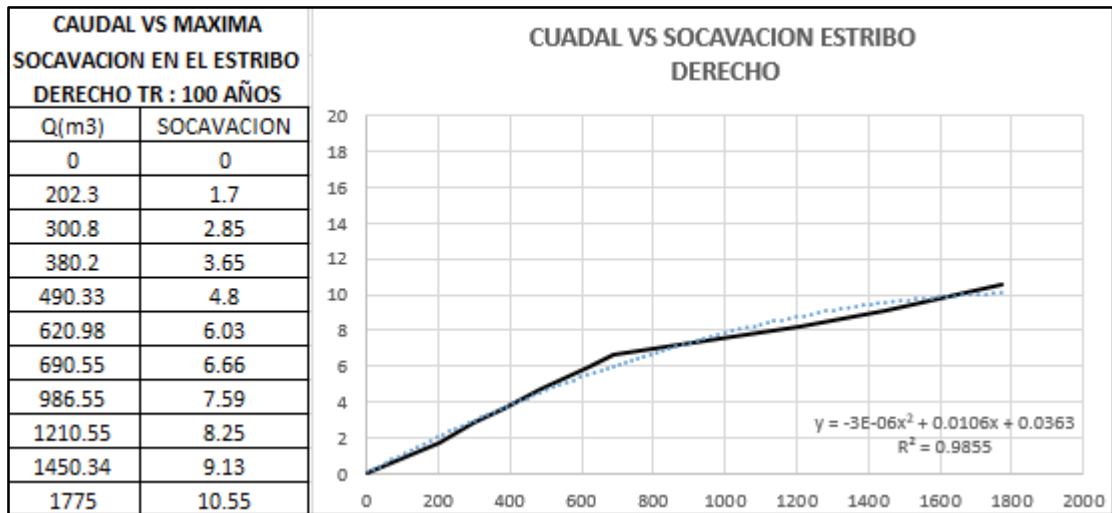


Ilustración 76.- Resultado de la variación de la socavación total en la base del estribo derecho del puente Comuneros para los diferentes caudales de diseño para el Tr=100 años.

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo izquierdo y el caudal para un periodo de retorno de 500 años

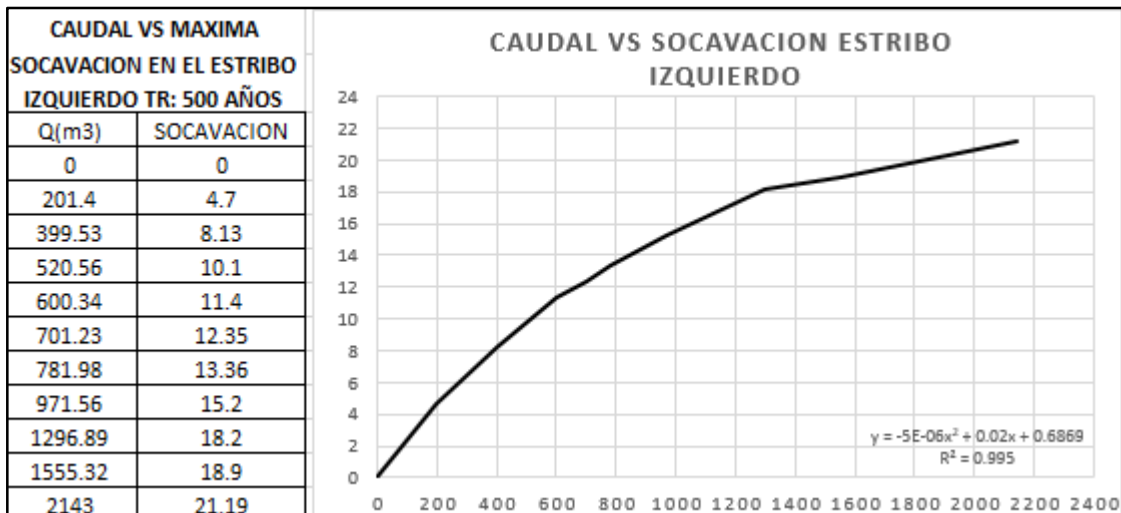


Ilustración 77.- Resultado de la variación de la socavación total en la base del estribo izquierdo del puente Comuneros para los diferentes caudales de diseño para el Tr=500 años.

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo derecho y el caudal para un periodo de retorno de 500 años

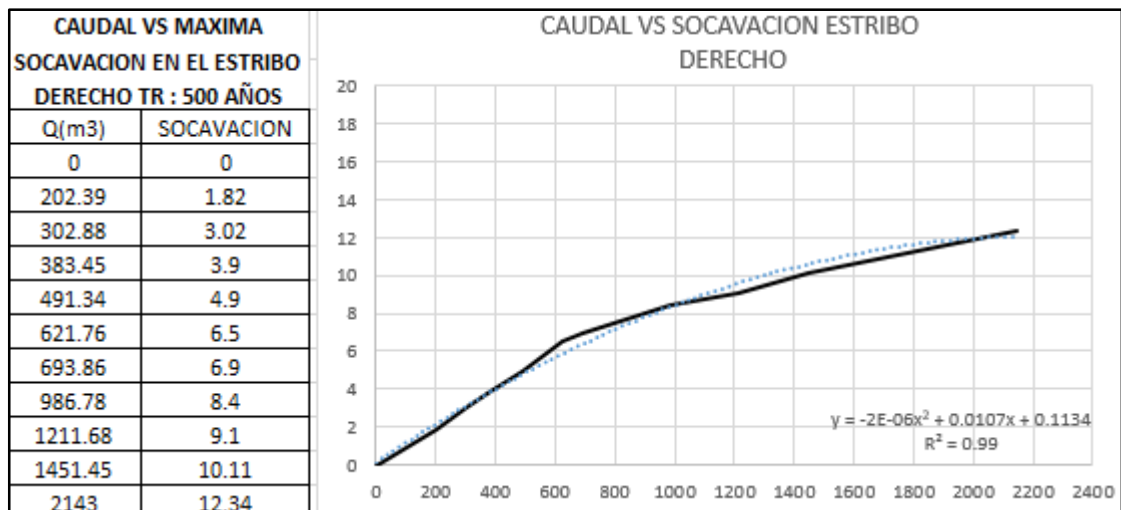


Ilustración 78.- Resultado de la variación de la socavación total en la base del estribo derecho del puente Comuneros para los diferentes caudales de diseño para el Tr=500 años.

También presentamos los resultados gráficos de la intervención de la velocidad en la socavación de los estribos ya que estos parámetros

dependen del caudal y la geomorfología del cauce obteniendo así los siguientes gráficos:

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo izquierdo y la velocidad de flujo para un periodo de retorno de 100 años.

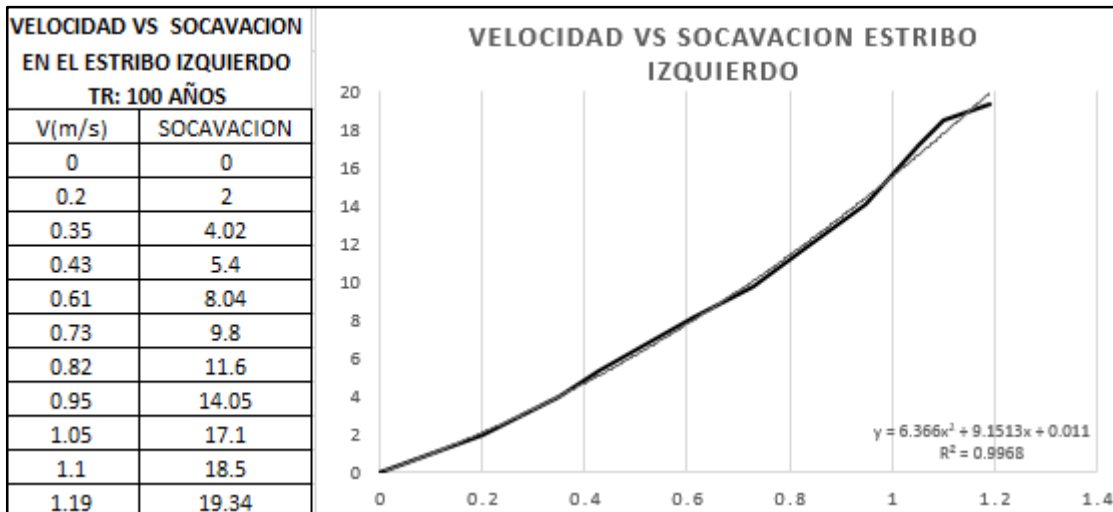


Ilustración 79.-Curva de la variación de la socavación local a medida que varía la velocidad en el cauce del río Mantaro a la altura del estribo izquierdo Tr=100 años.

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo derecho y la velocidad de flujo para un periodo de retorno de 100 años.

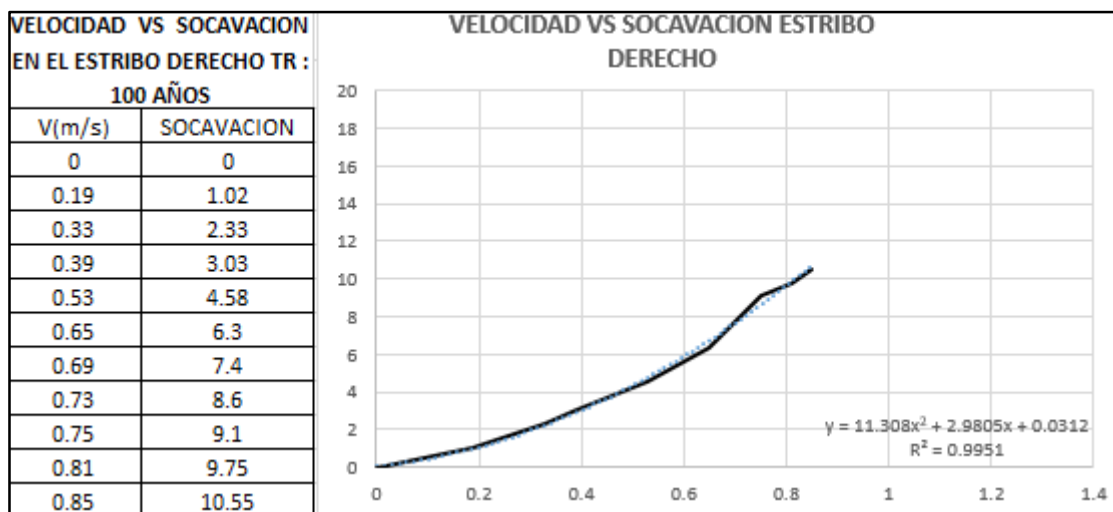


Ilustración 80.- Curva de la variación de la socavación local a medida que varía la velocidad en el cauce del río Mantaro a la altura del estribo derecho Tr= 100 años

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo izquierdo y la velocidad de flujo para un periodo de retorno de 500 años.

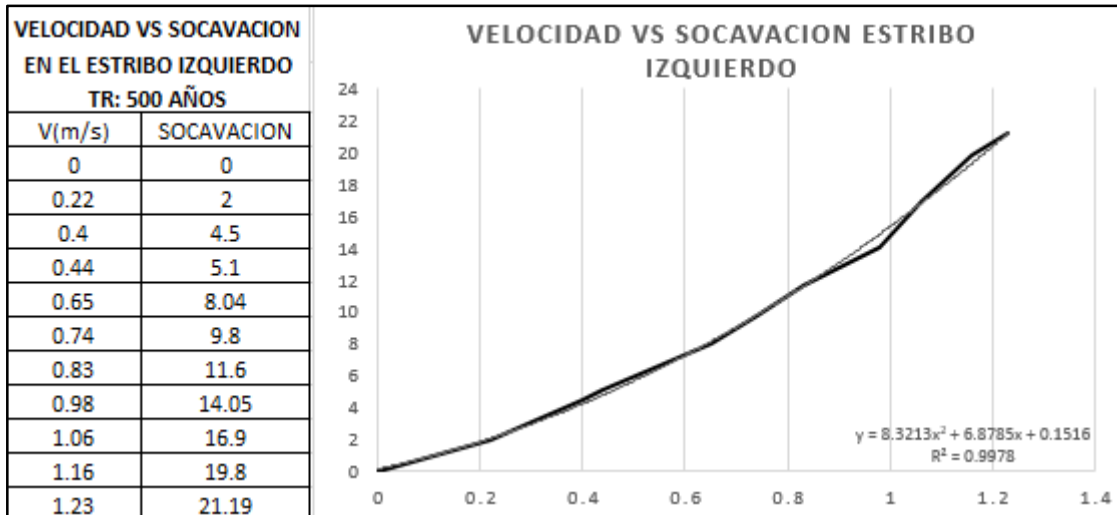


Ilustración 81.- Curva de la variación de la socavación local a medida que varía la velocidad en el cauce del río Mantaro a la altura del estribo izquierdo Tr=500 años.

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo derecho y la velocidad de flujo para un periodo de retorno de 500 años.

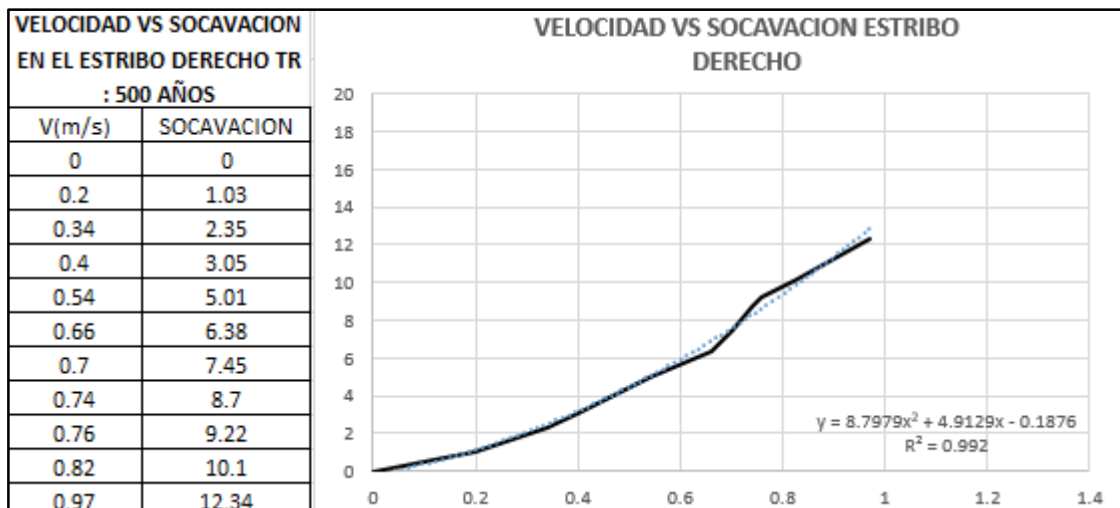


Ilustración 82.- Curva de la variación de la socavación local a medida que varía la velocidad en el cauce del río Mantaro a la altura del estribo derecho Tr= 500 años.

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo izquierdo y el tirante para un periodo de retorno de 100 años.

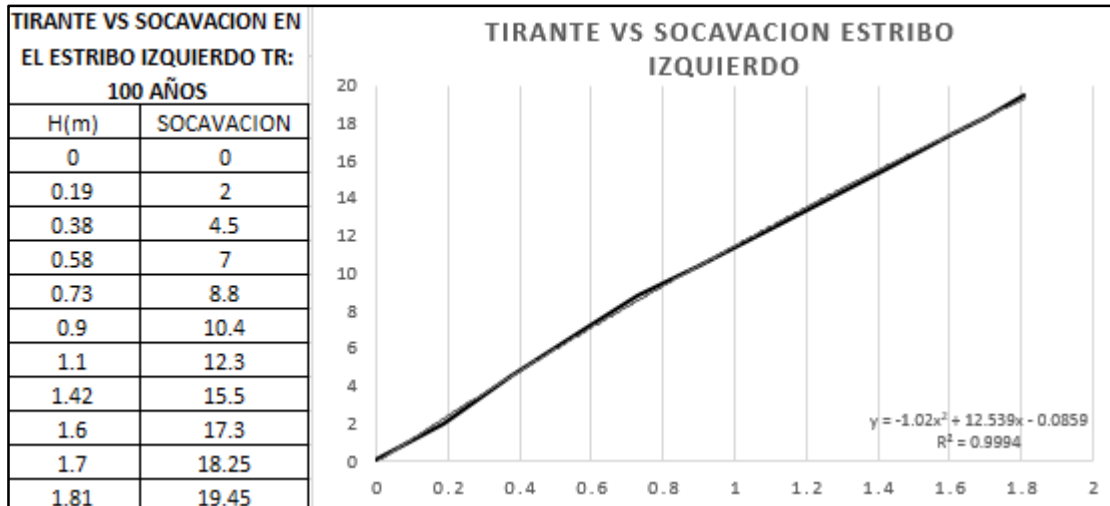


Ilustración 83.- Grafica del tirante aguas arriba vs la socavación local en el estribo izquierdo para un Tr= 100 años.

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo derecho y el tirante para un periodo de retorno de 100 años.

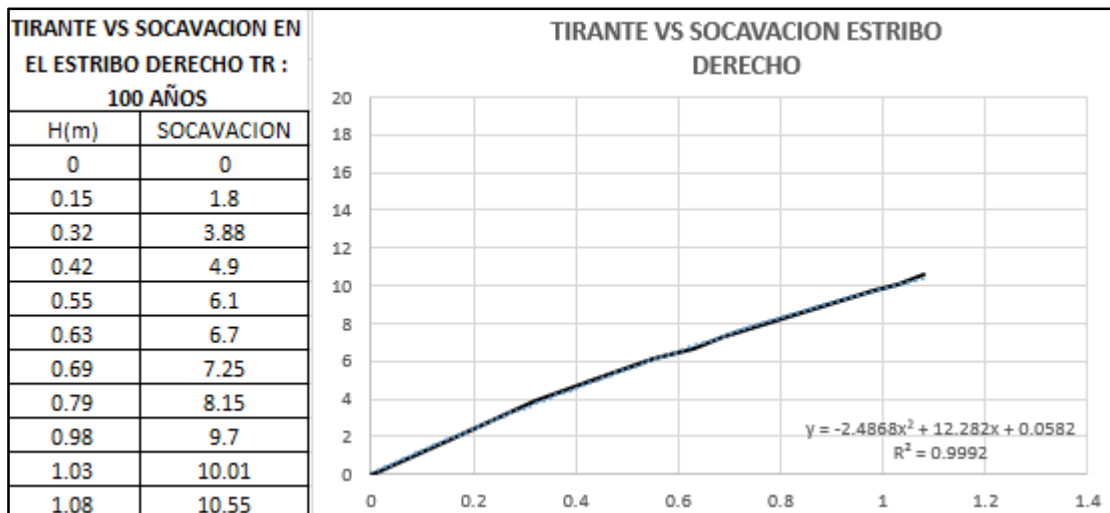


Ilustración 84.- Grafica del tirante aguas arriba vs la socavación local en el estribo derecho para un Tr= 100 años.

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo izquierdo y el tirante para un periodo de retorno de 500 años.

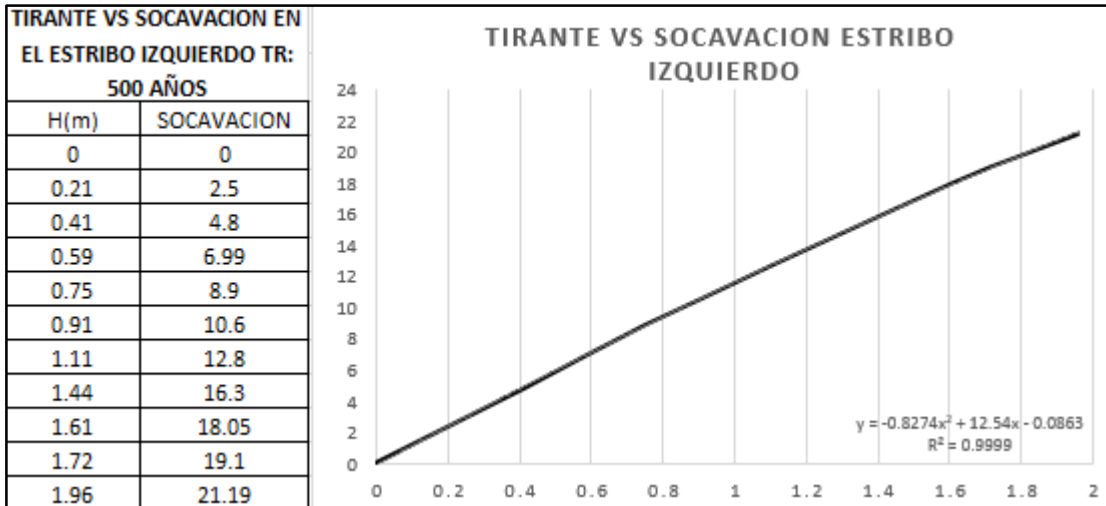


Ilustración 85.- Grafica del tirante aguas arriba vs la socavación local en el estribo izquierdo para un $Tr= 500$ años.

Grafica representativa de la variación directamente proporcional entre la socavación en el estribo derecho y el tirante para un periodo de retorno de 500 años.

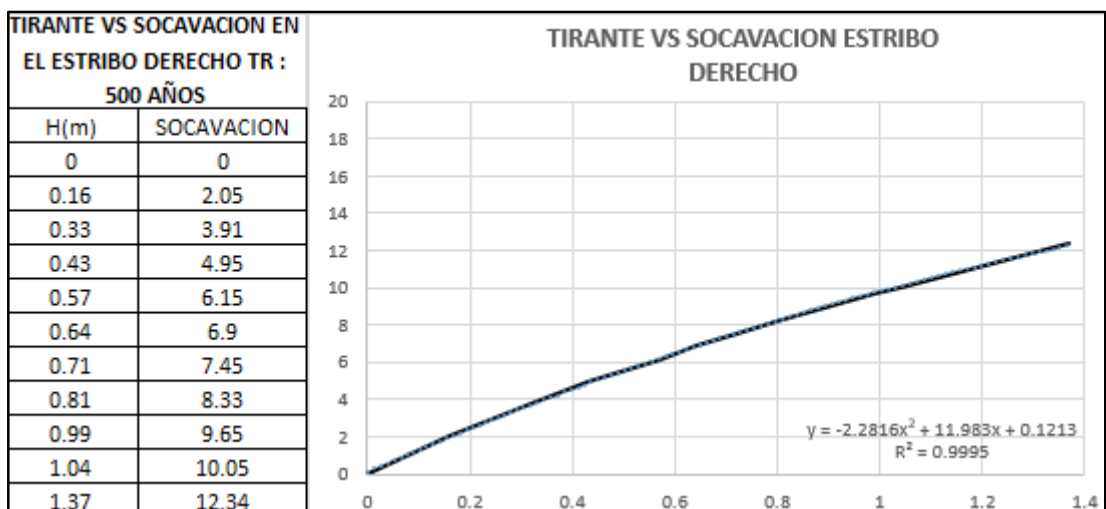


Ilustración 86.- Grafica del tirante aguas arriba vs la socavación local en el estribo derecho para un $Tr= 500$ años.

RESULTADOS DE LA MODELACION PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS.

Para la interpretación de resultados obtenidos de la modelación se resume que para un caudal de 1775 m³/s para un periodo de retorno de 100 años se obtiene los siguientes resultados de la modelación, obtenidos en la investigación del presente estudio.

Descripción	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Profundidad de socavación	19.34 m	10.55 m
Velocidad de Flujo	1.19 m/s	0.85 m/s
Tirante	1.81 m	1.08 m

RESULTADOS DE LA MODELACION PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS.

Para la interpretación de resultados obtenidos de la modelación se resume que para un caudal de 2143 m³/s para un periodo de retorno de 500 años se obtiene los siguientes resultados de la modelación, obtenidos en la investigación del presente estudio.

Descripción	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Profundidad de socavación	21.19 m	12.34 m
Velocidad de Flujo	1.23 m/s	0.97 m/s
Tirante	1.96 m	1.37 m

Por los resultados obtenidos se determina que la socavación en los estribos es de importancia por lo cual la estructura presenta enrocados como sistema de protección. Se hace referencia que el modelamiento de socavación del puente se realizó sin sistema de protección.

CAPITULO V

5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

5.1. Prueba de Hipótesis general

Para la problemática establecida en el presente trabajo de investigación:

La socavación influye negativamente en la estabilidad de los estribos del puente comuneros, Huancayo – 2018.

En el modelamiento realizado el software HEC – RAS, determinó la socavación de los estribos para los parámetros en la zona del puente comuneros, obtenidos de la geomorfología de la zona con una pendiente de 0.004 m/m con una topografía accidentada con un estudio geotécnico de clasificación granulométrica para un D50 con un valor obtenido de 7.72%, para las dimensiones establecidas del puente comuneros en los estribos se determina una socavación de 21.19 en el estribo izquierdo y una socavación de 12.34 m en el estribo derecho para un periodo de retorno de 500 años establecido en el Manual de Puentes, con lo cual se determina que la socavación de los estribos en el puente comuneros influye negativamente en la estabilidad del puente de comuneros. Para la confirmación de lo mencionado se presenta el siguiente gráfico:

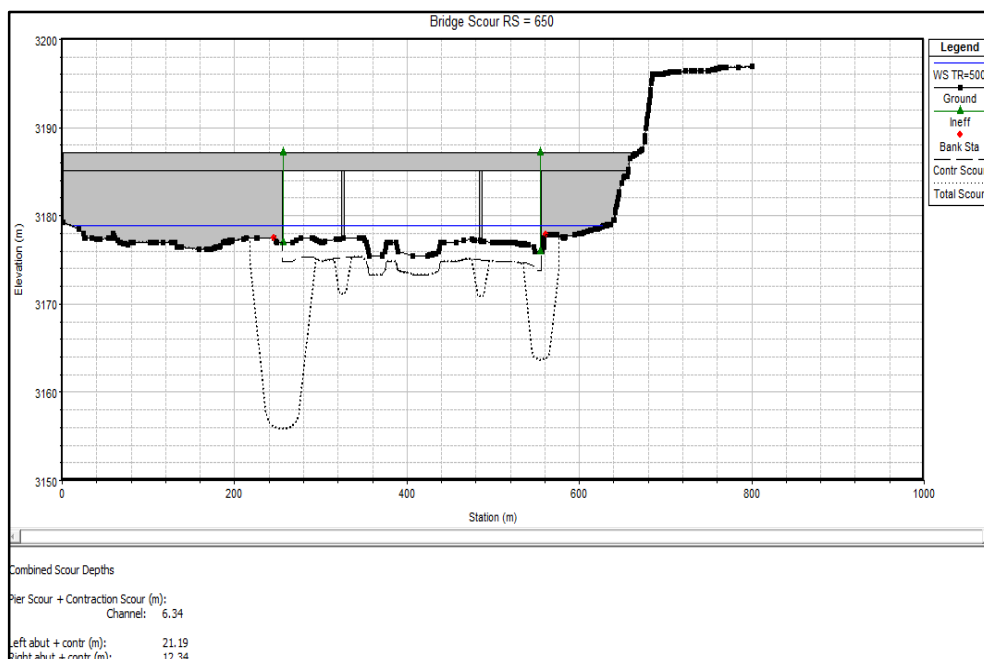


Ilustración 87.- Cuadro representativo al cálculo de la socavación.

5.1.1. Prueba Hipótesis específico A.

La velocidad de flujo aumenta la socavación diferenciando la ubicación de los estribos en el Puente Comuneros.

Para la determinación de la velocidad de flujo se tuvo en cuenta la sección transversal en la cual se ubica el puente comuneros y el sentido de movimiento del río Mantaro para su posterior análisis de intervención en cada estribo tomando como referencia la ubicación de estos en el sentido en el cual se desplazaba, determinado así que la variación de la velocidad de flujo es mayor en el estribo izquierdo con un valor de 1.23 m/seg y la velocidad de flujo en el estribo derecho es de 0.97 m/seg, concluyendo que la hipótesis planteada tiene una correlación positiva con el desarrollo de la tesis de investigación.

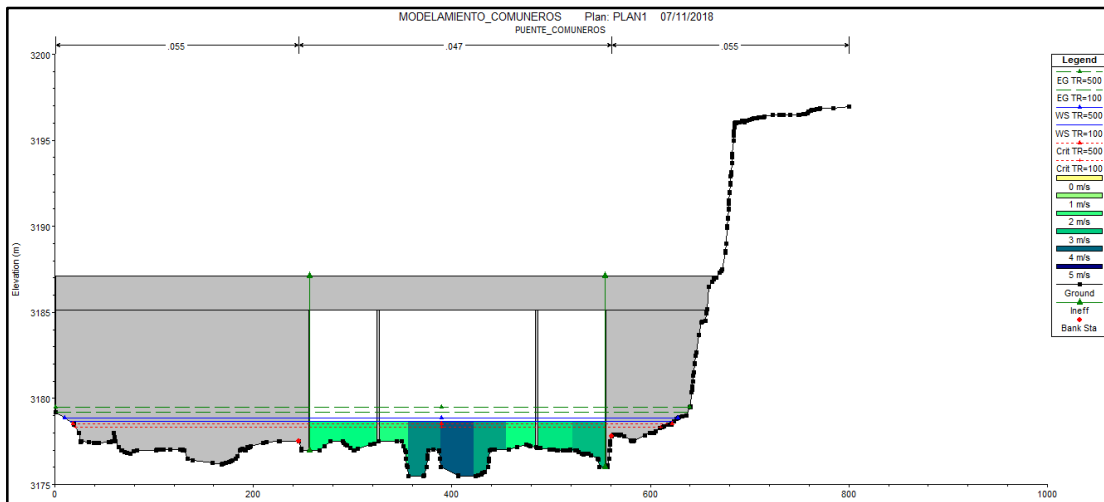


Ilustración 88.- Cálculo representativo de la velocidad de flujo en los estribos.

5.1.2. Prueba Hipótesis específico B.

La profundidad de socavación varía para cada estribo de acuerdo al cálculo del programa HEC-RAS 5.0.4 en el Puente Comuneros.

Con el modelamiento realizado en el software HEC-RAS se determinó una diferencia con respecto a la socavación en cada estribo, debido a que la velocidad de flujo del río no es el mismo valor para cada estribo, determinando así que la profundidad de socavación en el estribo izquierdo es mayor con respecto al derecho. Se presenta el grafico del modelamiento realizado donde se muestra lo mencionado anteriormente.

Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	1.96	2.66	1.37
Approach Velocity (m/s):	1.23	1.76	0.97
Br Average Depth (m):		2.12	
BR Opening Flow (m ³ /s):		2143.00	
BR Top WD (m):		292.00	
Grain Size D50 (mm):		7.90	
Approach Flow (m ³ /s):	625.52	1414.21	103.27
Approach Top WD (m):	259.52	302.15	77.53
K1 Coefficient:	0.590	0.640	0.590
Results			
Scour Depth Ys (m):		2.16	
Critical Velocity (m/s):			
Equation:		Clear	
Pier Scour			
All piers have the same scour depth			
Input Data			
Pier Shape:	Square nose		
Pier Width (m):	3.00		
Grain Size D50 (mm):	7.90000		
Depth Upstream (m):	3.36		
Velocity Upstream (m/s):	4.08		
K1 Nose Shape:	1.10		
Pier Angle:	0.00		
Pier Length (m):	1.00		
K2 Angle Coef:	1.00		
K3 Bed Cond Coef:	1.10		
Grain Size D90 (mm):	44.50000		
K4 Armouring Coef:	0.64		
Results			
Scour Depth Ys (m):	4.17		
Froude #:	0.71		
Equation:	CSU equation		
Abutment Scour			
	Left	Right	
Input Data			
Station at Toe (m):	255.50	555.50	
Toe Sta at appr (m):	269.49	555.77	
Abutment Length (m):	269.49	83.43	
Depth at Toe (m):	1.99	2.99	
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment		
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00	
K2 Skew Coef:	1.00	1.00	
Projected Length L' (m):	269.49	83.43	
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.96	1.47	
Flow Obstructed Qe (m ³ /s):	653.05	130.00	
Area Obstructed Ae (m ²):	528.61	122.38	
Results			
Scour Depth Ys (m):	19.02	10.18	
Qe/Ae = Ve:	1.24	1.06	
Froude #:	0.28	0.28	
Equation:	Frøehlich	Frøehlich	
Combined Scour Depths			
Pier Scour + Contraction Scour (m):	Channel:		6.34
Left abutment scour + contraction scour (m):	21.19		
Right abutment scour + contraction scour (m):	12.34		

5.1.3. Prueba Hipótesis específico C.

El tipo de socavación más influyente en los estribos de puente comuneros es de tipo local.

El Puente Comuneros presenta una socavación de TIPO LOCAL, debido al análisis evaluado en campo y gabinete se presenta el fenómeno de vórtices de herradura, generando así los vórtices horizontales que en contacto con las pilas genera los vórtices débiles afectando a los estribos de manera local.

CONCLUSIONES

1. Se concluye, que la socavación de los estribos del Puente Comuneros obtenida al realizar el respectivo modelamiento del HEC-RAS influye negativamente en la estabilidad del Puente Comuneros. Demostrando así, para los diferentes caudales, de 1775 m³/s se obtiene una profundidad de socavación en el estribo izquierdo de 19.34 m. y en el estribo derecho una profundidad de socavación de 10.55 m. para un periodo de retorno de 100 años. Asimismo, los valores de la socavación para el caudal 2143 m³/s se obtiene una profundidad de socavación en el estribo izquierdo de 21.19 m. y en el estribo derecho una profundidad de socavación de 12.34 m. para un periodo de retorno de 500 años.
2. Se determina, que la velocidad de flujo en el estribo izquierdo es de 1.23 m/seg Y en el estribo derecho presenta una velocidad de flujo de 0.97 m/seg. Asimismo, la velocidad de flujo está relacionada con la geomorfología del río Mantaro, presentando así una pendiente y una sección transversal definida, dichas características influyen directamente proporcional a la socavación en los estribos del Puente Comuneros, se concluye que a mayor velocidad de flujo mayor socavación, con los resultados obtenidos a través del modelamiento se determina que la socavación en el estribo Izquierdo es mayor al estribo Derecho influyendo la velocidad de flujo.
3. Se establece, con los resultados obtenidos en el modelamiento se determina que la profundidad de socavación en el estribo izquierdo es de 19.34 m. y en el estribo derecho tiene una profundidad de socavación de

10.55 m. para un periodo de retorno de 100 años. Asimismo, el estribo izquierdo presenta una profundidad de socavación de 21.19 m. y el estribo derecho presenta una profundidad de socavación de 12.34 m. para un periodo de retorno de 500 años. Determinando así, que la socavación en el estribo izquierdo es mayor que el estribo Derecho.

4. Se concluye que el tipo de socavación que presenta el Puente Comuneros es de TIPO LOCAL, debido al análisis evaluado en campo y gabinete se presenta el fenómeno de vórtices de herradura, generando así los vórtices horizontales que en contacto con las pilas genera los vórtices débiles afectando a los estribos de manera local.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda proteger los estribos del Puente Comuneros, con un enrocado en cada uno de los estribos, reduciendo así la socavación y alargando la vida útil de la estructura. Asimismo, se recomienda un levantamiento topográfico con Estación Total para obtener medidas más exactas y reales logrando caracterizar las curvas de nivel de la zona a intervenir.
2. Se sugiere, que el estudio de mecánica de suelos cuente con muestras representativas del cauce del río para lograr tener una mejor caracterización logrando determinar el D50 y D90 de la clasificación granulométrica, datos que nos servirán para determinar el acorazamiento del río.
3. Solicitar de los registros de SENHAMI los datos de temperatura y de Caudal máximos de las estaciones cercanas al área de estudio, datos que nos servirán para el modelamiento de la socavación en el programa HEC-RAS.
4. Existen varios métodos de cálculo de socavación, cada método con su grado de confiabilidad, por ello se recomienda el uso del software HEC-RAS V5.0.4, para el cálculo de la socavación de los estribos de los puentes, en este caso el uso de programa HEC-RAS tiene una consideración más completa de los parámetros que intervienen en el cálculo de la socavación ya que este programa presenta un concepto teórico más completo y una mezcla de ecuaciones físicas realizadas en base a experimentos en la Universidad Estatal de Colorado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1.-Aguado,A (2012) *Estimación de la socavación en puentes para su uso en el cálculo del riesgo físico – Universidad Nacional Autónoma de México.*
- 2.-Bravo, J. y León, N. (2011).*Metodología para la estabilización del cauce de un río de llanura para la protección de Puentes” – Pontificia Universidad Católica del Ecuador – Ecuador.*
- 3.-Borges, M. (2008). *Socavación al pie de muros longitudinales. Mérida- Venezuela.*
- 4.-Ccanto, G. (2010). *Metodología de la Investigación Científica. UNGCM. Huancayo.*
- 5.-CEA, L. (2012). *Hidráulica fluvial el modelo Hec-Ras. Grupo de ingeniería del agua y del medio ambiente. Madrid.*
- 6.-Chow, V. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos. Bogotá-Colombia. McGraw-Hill.*
- 7.-Días, J. (2012) *Análisis comparativo de las relaciones funcionales para el cálculo de la profundidad de socavación alrededor de obstáculos” – Universidad Central del Ecuador– Ecuador.*
- 8.-Electroperu (2005). *Naturalización de caudales históricos de la cuenca del Mantaro. Lima.*
- 9.-Enciso N.(2015) *Estudio hidráulico y estimación de socavación en el puente interconexión muyurina - Ayacucho” – Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga – Ayacucho – Perú.*
- 10.-Enríquez,A. (2004). *Modelo de Socavación en la base del pilar del Puente Mariscal Cáceres” Universidad Nacional del Centro del Perú – Huancayo – Perú.*
- 11.-Felipe M. (2016) *Socavación producida por el río Huallaga al puente colpa alta en la provincia de Huánuco, utilizando los métodos de artamanov, straub y maza, en el hec-ras – Universidad de Piura – Piura – Perú.*
- 12.-Fernández, M. y Vela, A. (2011). *La utilización de modelos en hidrología. La Mancha. España.*
- 13.-Freire, P y Ruilova, J (2012) *Socavación en puentes: tramos entre avenida 12 de octubre – Solano. Universidad de Cuenca – Ecuador.*
- 14.-Gómez, C. (2010) *Socavación alrededor de pilares de puentes en lechos granulares no cohesivos. Universidad nacional de Ingeniería. Perú.*

- 15.-Guevara, M. (2003). *Socavación en Puentes. Universidad del Cauca. México.*
- 16.-IGP. (2005). *Atlas Climático de precipitación y temperatura del aire en la Cuenca del Río Mantaro. Lima.*
- 17.- Khalidou M. (2011). *Modelación hidrológica de caudales diarios. Universidad Autónoma del Estado de México. México. DF.*
- 18.- Manual de Hidrología, Hidráulica Y Drenaje. *Ministerio de transportes y Comunicaciones. Lima -Peru.*
- 19.- Martin, J. (2003). *Ingeniería de ríos. Universidad politécnica de Catalunya. Barcelona.*
- 20.- Maza, J. y Sanchez, J. (1968). *Socavación en Cauces Naturales. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México D. F. México.*
- 21.- MINAG-ANA-DCPRH-ASUP-ALA MANTARO. (2010). *Evaluación de recursos hídricos superficiales en la cuenca del río Mantaro. Lima.*
- 22.- Mori, V. (2007). *Simulación Hidráulica Aplicada, Usando HEC-RAS. Ingeniería Agrícola. Lima.*
- 23.-Osorio, A. (2008). *Socavación en pilas y estribos del puente Cuate 11 nueva Italia - Arteaga km 160.312. Universidad michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México*
- 24.- Richardson, E. Y Davis S. (2001). *Evaluating Scour at Bridges, Hydraulic Engineering Circular N 18. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Fourth Edition. Virginia. USA.*
- 25.- Rodríguez, H. (2003) *Hidráulica fluvial fundamentos y aplicaciones socavacion. Escuela Colombiana de Ingeniería.*
- 26.- Rocha, A. (2003). *Hidráulica de tuberías y canales. México DF.*
- 27.-Santiago, M. (2007) *Socavación en ríos, puentes y carreteras. Instituto Politécnico Nacional. México D. F. México.*
- 28.- US Army. (2010). *HEC RAS River analysis system hydraulic reference manual. Washington D.C.*
- 29.- Venegas, Zosimo (2011) *Socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos – Universidad Nacional de Ingeniería – Lima – Perú.*
- 30.-Villon, M. (2005). *Cálculos hidrológicos e hidráulicos en cuencas hidrográficas. Lima.*

ANEXOS

ANEXO N°1. MATRIZ DE CONSISTENCIA



SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018.

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables y dimensiones	Metodología
<p>Problema general:</p> <p>¿Cómo influye la Socavación en los estribos del puente comuneros, Huancayo - 2018?</p>	<p>Objetivo general:</p> <p>Determinar cómo influye la Socavación en los estribos del puente comuneros, Huancayo – 2018.</p>	<p>Hipótesis general:</p> <p>La socavación influye negativamente en la estabilidad de los estribos del puente comuneros, Huancayo – 2018.</p>	<p>Variable Independiente:</p> <p>Socavación.</p> <p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Caudal. - Granulometría. - Topografía. - Temperatura. 	<p>Método de investigación: Científico.</p> <p>Tipo de investigación: Aplicado.</p> <p>Nivel de investigación: Descriptivo</p> <p>Población y muestra:</p>
<p>Problemas específicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • ¿Cómo interviene la velocidad de flujo en la Socavación de los estribos en el puente comuneros? • ¿Cuál es la profundidad de la socavación en los estribos del puente comuneros? • ¿Qué tipo de socavación presenta los estribos del puente comunero? 	<p>Objetivos específicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Determinar cómo interviene la velocidad de flujo en la Socavación de los estribos en el puente comuneros. • Evaluar cuál es la profundidad de la socavación en los estribos del puente comuneros. • Identificar el tipo de socavación presenta los estribos del puente comuneros. 	<p>Hipótesis específicas</p> <ul style="list-style-type: none"> • La velocidad de flujo aumenta la socavación en los estribos del Puente Comuneros. • La profundidad de socavación varía para cada estribo de acuerdo al cálculo del programa HEC-RAS 5.0.3 en el Puente Comuneros. • El tipo de socavación local es la más influyente en los estribos del puente comuneros. 	<p>Variable dependiente:</p> <p>Estribos del Puente Comuneros.</p> <p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Estabilidad - Profundidad de Cimentación. 	<p>Población. La población está constituida por todos los puentes que están dando viabilidad en el rio Mantaro.</p> <p>Muestra: La muestra es de acuerdo al método no probabilístico intencional, en este caso corresponde a la infraestructura del Puente Comuneros.</p> <p>Técnicas e instrumentos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Recolección de datos <p>Técnicas de procesamiento de datos:</p> <p>Datos estadísticos e históricos de los registros Hidráulicos e Hidrológicos obtenidos.</p>

ANEXO N°2. ESTUDIO GEOTECNICO



**INVESTIGACION GEOTECNICA
CARACTERIZACION DE SUELOS**

**PROYECTO
TESIS "SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE
COMUNEROS, HUANCAYO 2018"**

**SOLICITANTE
JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN**

HUANCAYO - 2019

- HUANCAYO - PERU - 2019 -



ciacperu.eirl@gmail.com ciacperu.eirl@gmail.com



INDICE

1. GENERALIDADES
 - 1.1. OBJETO DEL ESTUDIO
 - 1.2. UBICACIÓN DEL AREA DEL ESTUDIO
 - 1.3. CONDICIONES CLIMATICAS
 - 1.4. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO
2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO
 - 2.1. GEOLOGIA
 - 2.2. SISMICIDAD
3. INVESTIGACION DE CAMPO
 - 3.1. CALICATAS O POZOS DE EXPLORACION
 - 3.2. MUESTREO DISTURBADO
 - 3.3. REGISTRO DE EXCAVACIONES
4. RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y CLASIFICACION SUCS
 - 4.1. ENSAYOS EFECTUADOS
 - 4.2. CLASIFICACION DE SUELOS
5. ANALISIS DE CIMENTACION
 - 5.1. ANALISIS Y PARAMETROS SISMICOS PARA LAS ESTRUCTURAS
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
7. ANEXOS
 - ANEXO I: Resultado de Ensayo De Laboratorio



INFORME TECNICO N° 4017-05CISAC-2019

1. GENERALIDADES.

1.1. OBJETO DEL ESTUDIO:

El objetivo del presente Informe técnico, es realizar una investigación geotécnica para así analizar la SOCAVACION DE ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS. Para tal efecto, se ha realizado la correspondiente investigación geotécnica con trabajos de campo y ensayos de laboratorio.

1.2. UBICACIÓN DEL AREA EN ESTUDIO:

El proyecto "PUENTE COMUNEROS", se encuentra ubicado en:

- Región : Junín
- Provincia : Huancayo
- Distrito : Huancayo

UBICACIÓN DE LA REGIÓN JUNÍN EN EL MAPA POLÍTICO DEL PERÚ.



UBICACIÓN DE LA PROVINCIA DE HUANCAYO EN LA REGION JUNIN.



UBICACIÓN DEL DISTRITO DE HUANCAYO EN LA PROVINCIA DE HUANCAYO.

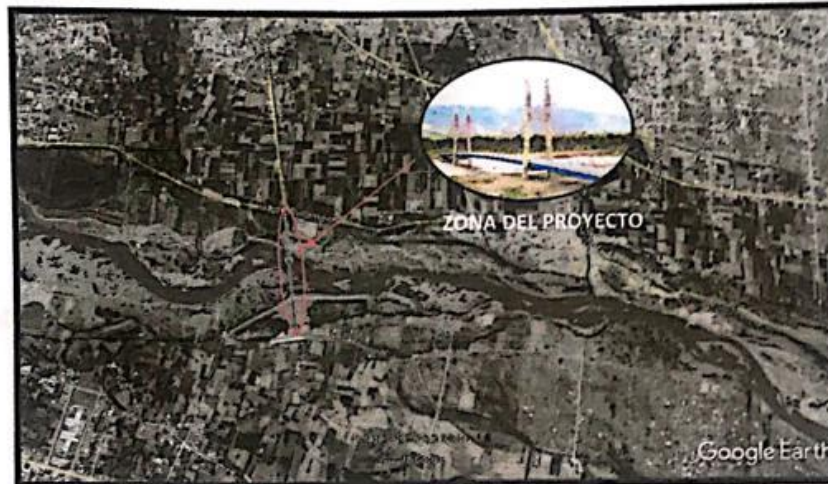


mas de Contactos:
164) 750 083
08 555 895
02 397 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 211 (Ref. Frente al Parque Puzo - Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) - Chicla - Huancayo - Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: ciacperu-eir@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: [ciacperu](https://www.facebook.com/ciacperu)

UBICACIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO EN EL DISTRITO DE HUANCAYO.



FUENTE: UBICACIÓN DE LA ZONA CON GOOGLE MAPS.

El Valle del Mantaro es la depresión andina ubicada entre las poblaciones de Jauja y Huancayo, en la zona Sur Este de la región Junín, ubicado entre la cordillera oriental. Tiene un largo de 70 Km desde el norte de la laguna de Paca hasta lado Este de Pucará. El ancho fluctúa entre 18 Km, en la zona de Huancayo a Huarisca (parte alta del río Cunas) y 3 Km. Desde el sur de Concepción al paraje de la Huaycha. Las características geomorfológicas más importantes del área es el valle conformado por el río Cunas y los pequeños valles conformados por el río Negro en Jarpa, el cual nace en la pampa de Ucullullo (lugar donde hay puquiales) y parte de la laguna de Choclococha, y el río Apahuay denominado así en Shicuy y Huashapá en Misquipata, el cual nace en Toropaccha y Vicuñamachay. En los alrededores del área se observan expresiones morfológicas que acompañan la evolución del valle del río Cunas, que atraviesa en dirección sur-oeste/ noreste.

El distrito de Huancayo es uno de los veintiocho que conforman la Provincia de Huancayo, ubicada en el Departamento de Junín, bajo la administración del Gobierno Regional de Junín. Limita por el norte con el Distrito de El Tambo; por el este con el Distrito de Pariahuanca; por el sur con los distritos de Chilca y Sapallanga, así como con el Departamento de Huancavelica y por el oeste la provincia de Chupaca. Este distrito fue creado el 2 de enero de 1857, en el gobierno del Presidente Ramón Castilla. Su capital es la incontestable ciudad de Huancayo fundada en 1223, con el nombre de Santísima Trinidad de Santiago. Tiene un área de 237,55 kilómetros cuadrados.

El distrito se encuentra a una altura de 3,249 msnm y tiene una población aproximada superior a los 116,000 habitantes. Su superficie territorial es de 488.32 km².



UBICACIÓN GEOGRAFICA.

- Latitud Oeste : 75° 13' 00"
- Longitud Sur : 12° 04' 00"
- Altitud : 3249 m.s.n.m.

LIMITE TERRITORIAL

- Norte : Distrito de El Tambo
- Sur : Distrito de Chilca y Sapallanga
- Este : Distrito de Pariahuanca
- Oeste : Provincia de Chupaca

1.3. CONDICIONES CLIMATICAS:

CLIMA.

Corresponde al tipo húmedo y frío desde moderado a Intenso, con una temperatura media anual máxima de 11,8° C y una media anual mínima de 4,5 °C, produciéndose las temperaturas más bajas en los meses de junio, julio y agosto. Tiene una precipitación media anual de 726.6 mm.

Durante el año se distinguen épocas diversas; así hay una época bien definida de "estación de lluvias" (noviembre a abril); una época Intermedia al inicio de las lluvias (septiembre) y al final de las lluvias de mayo, y una "estación seca" (junio a septiembre). Las vacaciones en cuanto a las precipitaciones, ocurren no solo a lo largo del año, sino también entre los años, ya que pueden presentarse años con condiciones secas, intermedias y lluviosas. El tipo de clima está distribuido de la siguiente manera:

- Clima templado sub – húmedo; en la Sierra entre los 1,000 y los 3,000 msnm, con temperaturas alrededor de los 20°C; y precipitaciones entre los 500 y 1,200 mm/año.
- Clima frío: propio de los valles interandinos entre los 3,000 y 4,000 msnm. Las precipitaciones promedio están en 700 mm/año y la temperatura promedio alrededor de 12° C, con heladas durante el invierno.
- Clima frígido o de puna: entre los 4,000 y 5,000 msnm, con precipitaciones promedio de 700 mm y temperatura promedio de 6° C, Los veranos son lluviosos y los inviernos secos.

PISOS ECOLOGICOS	EPOCA DE ESTIAJE	EPOCA DE LLUVIAS
2,500 a 2,750 m.s.n.m.	25° Día 4° Noche	29° Día 13° Noche
2,750 a 3,000 m.s.n.m.	23° Día 1° Noche	27° Día 10° Noche
3,250 a 3,500 m.s.n.m.	21° Día -2° Noche	25° Día 8° Noche
3,500 a 3,750 m.s.n.m.	19° Día -5° Noche	23° Día 6° Noche
3,750 a 4,300 m.s.n.m.	17° Día -8° Noche	21° Día 5° Noche



11 de Contacto
1) 750 083
555 895
397 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau Nº 211 (Ref. Frente al Parque Pisco – Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Parvarrú) – Chlón – Huancayo – Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu.ek@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: cisacperu



ECOLOGIA.

El proyecto se encuentra dentro de las zonas de vida;

- ESTEPA MONTANO SUB TROPICAL (E-MS)

Esta formación ecológica se extiende hasta alcanzar una altitud que oscila entre los 2,900 a 3,300 m.s.n.m. El medio ambiente, se caracteriza por presentar un clima sub-húmedo y frío, es decir, con precipitaciones pluviales de mediana intensidad cuyo promedio es del orden de los 450 mm anuales, oscilando entre 250 mm en su nivel inferior y 550 mm en el nivel más alto. La temperatura promedio anual está alrededor de 12° y 9° C.

Topográficamente, la formación muestra dos partes bien definidas; una constituida por el área agrícola de ladera de relieve semi-accidentada, con suelos superficiales y/o profundos y de fertilidad media a buena, y la otra, conformada por los suelos rocosos de relieve muy accidentado con suelos muy superficiales y de fertilidad alta.

1.4. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO:

El puente proyectado, el cual cruzará el río Mantaro, se ubica sobre la prolongación de la Av. Leoncio Prado, cuya ruta que conectará la capital de la provincia de Huancayo (Distritos de Chilca) con la provincia de Chupaca (distrito de Tres de Diciembre). La obra se ubica en el departamento y región Junín.

- Longitud : 300.00 m
- Número de tramos : 3 (70.00 + 160.00 + 70.00)
- Tipo : Atirantado simétrico con arreglo de cables tipo semi-harpa y tres piñones en forma de H.
- N° vías : 2
- Ancho total de tablero : 11,600 mm
- Ancho de rodaduras : 6,600 mm
- Bermas : 500 mm
- Veredas : 2 de 1 200 mm = 2 400 mm
- Baranda combinada : 2 de 200 mm = 400 mm
- Espacio para cables : 2 de 600 mm = 1 200 mm



Números de Contacto:
(044) 750 088
: 958 253 895
: 922 397 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Cruz N° 201 (Ref. Frente al Parque Prado – Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) – Chillon – Huancayo – Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: chupaca@cisacperu.com
Redes Sociales:
Facebook: [cisacperu](https://www.facebook.com/cisacperu)

2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL ÁREA EN ESTUDIO.

2.1. GEOLOGIA:

El cuadrángulo de Huancayo abarca sectores de las Altas Mesetas Centrales y de la Cordillera Oriental; además, incluye la Depresión de Ingahuasi y la parte sur – oriental de la Depresión de Huancayo – Jauja, que contienen un espeso relleno Cuaternario. Tanto en las Altas Mesetas como en la Cordillera Oriental (4,000 – 4,500 m.s.n.m.) se observan restos de la superficie "Puna", la cual fue profundamente erosionada por los glaciares y la escorrentía superficial. La columna estratigráfica se inicia con flyschs Excelsior parcialmente de edad Devónica media.

Los flyschs fueron plegados a fines del Devónico y están cubiertos por las capas mayormente continentales del Carbonífero y del Pérmico inferior, las cuales infrayacen con discordancia de erosión a las capas rojas y a los volcánicos del Pérmico superior. A partir del Noriano, cuyos estratos cubren con discordancia de erosión a los de Pérmico superior, se diferenciaron paulatinamente en la región una plataforma sur-occidental y un geanticlinal nor-oriental, disposición paleogeografía que controló claramente la sedimentación del Liásico superior hasta el Coniaciano. Durante el Triásico y Liásico, una subsidencia marcada y continua afectó la plataforma y en menor grado el futuro geanticlinal, dando lugar a la deposición de 1,700 m. de calizas en aquella y de una serie calcárea más condensada de 800 m. mínimo en el último.

En un mar que ocupaba la parte de SW de la hoja se sedimentaron en el lapso. Aaleaniano- Bajociano las areniscas de la formación Cercapuquio (750 m. max) y las calizas de la formación Chunumayo (250 m. max). Después de una gran laguna deposicional que abarcó el Batoniano y el Malm se depositaron las areniscas, en parte marinas y en parte continentales, del Neocomiano – Aptiano (Grupo Goyllarisquisga, 700m) que no se encuentran sobre el geanticlinal. Luego la plataforma fue invadida por un mar somero, en el cual se acumuló la sucesión clástica de estratos calcáreos del Cretáceo medio y superior (formaciones chulec, Pariatambo y Jumasha); solamente la transgresión Chuleec afectó al geanticlinal. La sedimentación marina se interrumpió definitivamente después del Coniaciano, debido a la emersión general que siguió a los movimientos tardicretáceos, y luego depositaronse en un ambiente continental las areniscas y conglomerados rojos llamados Capas rojas o formación Casapalca, localmente datados del Eoceno medio, sedimentos que no se encuentran sobre el geanticlinal. Después de un largo periodo sin sedimentación durante el cual ocurrieron además varias fases de deformación y de erosión, tiene lugar, ya en el Terciario superior (Mioceno a Plioceno), exclusivamente en las Altas Mesetas, un extenso volcanismo; los productos más antiguos son básicos a intermedios (Volcánicos Astobamba), luego aparecen cuerpos hipabisales de composición intermedia (Volcánicos Heru) y finalmente volcánicos ácidos en su mayor parte redepositados (Tobas Ingahuasi). Los depósitos cuaternarios son particularmente abundantes; se reconocen depósitos lacustres Pleistocénicos y tres conjuntos sedimentarios más recientes (morrenas, escombros y terrazas) que se relacionan con tres etapas de glaciación. En el aspecto tectónico se reconocen en Huancayo los efectos de varias fases tectónicas. La primera es la tectogenénesis eo-hercínica que plegó intensamente los flyschs Excelsior según direcciones E-W a NE- SW en un primer tiempo, y NW – SE en un segundo. Los pliegues son isoclinales, están acompañados por esquistosidad y a veces por el desarrollo de un epimetamorfismo.



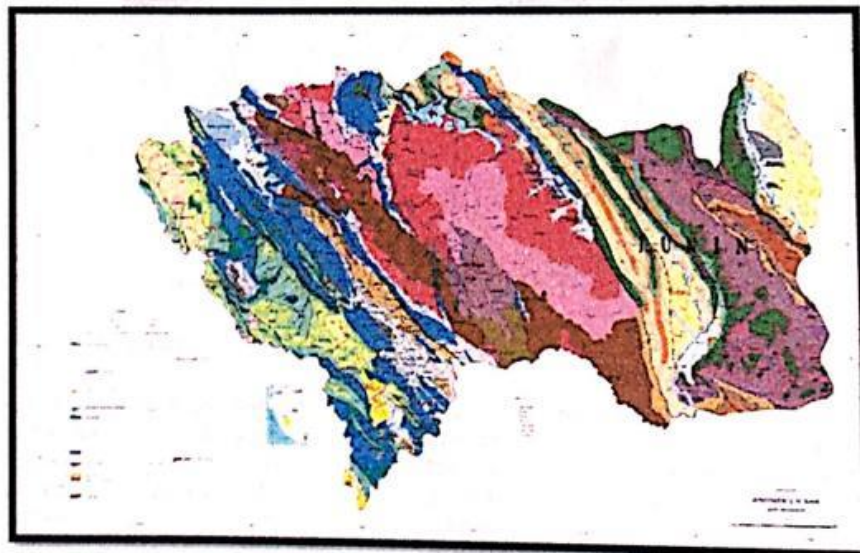
datos de Contacto:
(064) 790 088
958 555 895
922 997 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 211 (Ref. Frente al Parque Puzo – Intersección de la Av.
Leoncio Prado con Av. Parrocoarí) – Chilca – Huancayo – Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: ciacperu.0115071@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: [ciacperu](https://www.facebook.com/ciacperu)

Después de un largo período de cuasi – inactividad tectónica tiene lugar la tectogenésis del Cretáceo tardío que afectó la parte NE de la plataforma y probablemente el geanticlinal. Los movimientos del Terciario inferior fueron intensos en toda la hoja y fueron seguidos por varias fases más débiles en el curso del Terciario medio y superior y hasta el Cuaternario (Neotectónica). Todas las fases mesozoicas y cenozoicas edificaron pliegues NW – SE bastante abiertos, por lo general acompañadas por fallas inversas de alto ángulo de la misma dirección; en la Cordillera Oriental, una de estas fases dio lugar a un epimetamorfismo. Las fallas normales son frecuentes, en particular las transversales. Las rocas intrusivas ocupan áreas reducidas.

En la Cordillera Oriental se encuentran algunos cuerpos hipabisales asociados con los volcánicos del Pérmico superior. En las Altas Mesetas el único intrusivo importante es el stock ácido del *C Huacravilca. Los yacimientos metálicos conocidos son de poca importancia: en la esquina SW del cuadrángulo se encuentra la mina de Cercapuquio con mineralización de zinc con cadmio y el depósito de fierro del *C Huacravilca; en la Cordillera Oriental se hallan pequeños yacimientos de cobre del tipo de relleno de fisuras. Los depósitos no metálicos son numerosos, incluyen carbón y arcillas refractarias, areniscas en lajas, yeso, travertino, etc. (INGEMMET. Boletín, Serie A: Carta Geológica Nacional, N° 18)



MAPA GEOLOGICO DE LA REGION JUNIN.



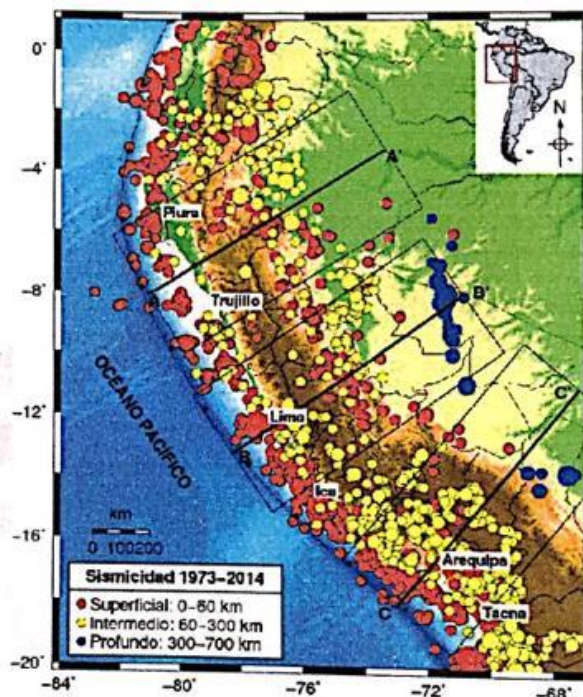
Números de Contacto:
T. (064) 750 083
C. 938 555 895
C. 932 397 843

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 231 (Ref. Frente al Parque Puzo – Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) – Chica – Huancayo – Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: chacperu.01@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: [chacperu](https://www.facebook.com/chacperu)

2.2. SISMICIDAD:

Mapa de sismicidad asociada al proceso de subducción y deformación de la placa de Nazca por debajo del continente.



GRAFICOS POLARES.

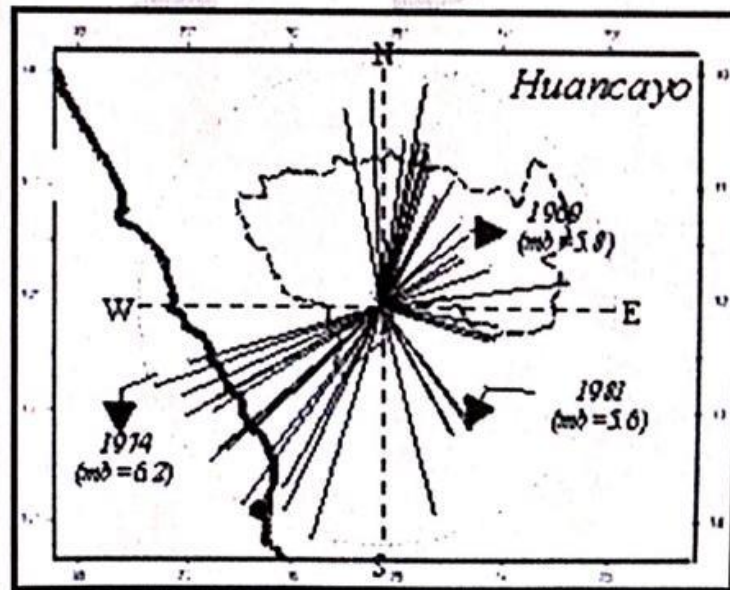
A la ocurrencia de un sismo, las ondas sísmicas se propagan en todas direcciones afectando de diferente modo al medio por donde estas se propagan, así como a las diversas localidades o ciudades emplazadas en superficie. Generalmente, la distribución de los daños observados en un determinado lugar, permite de manera indirecta evaluar el riesgo de la misma ante un peligro, que en este caso lo constituye el sismo. Asimismo, la ubicación y geometría de las diferentes fuentes sismo génicas, con relación a las características físicas de un determinado lugar, es un factor importante que se debe considerar para evaluar el riesgo sísmico.

Un procedimiento práctico para evaluar o conocer en detalle a que distancia y dirección en particular se ubica en si el peligro, es a partir de los denominados Gráficos Polares. Estos gráficos han sido construidos para la capital de algunos departamentos de Perú siguiendo el criterio establecido por Otero (1972) y Bernal (2002). En este estudio, cada gráfico polar, considera un círculo de radio igual a 250 km con centro en la capital de cada departamento. La longitud de este radio fue determinada

considerando la distancia media a la cual se localizan los sismos que, durante el periodo de estudio, afectaron a cada localidad con una intensidad mínima de III en la escala de Mercalli Modificada, independiente del tamaño del sismo o magnitud. La distribución de los sismos sobre cada cuadrante de los gráficos polares (enumerados en sentido contrario al movimiento de las agujas del reloj), permitirá evaluar la dirección en la cual una determinada localidad puede ser más o menos afectada por los sismos producidos en cada una de las fuentes sísmicas antes indicadas. Para la construcción de los gráficos polares se utiliza únicamente la sismicidad con foco superficial ($h \leq 60$ km), debido a que estos sismos son los que generalmente producen mayores efectos en superficie.

GRAFICO POLAR PARA LA CIUDAD DE HUANCAYO.

En el gráfico polar se observa que el mayor número de sismos que afectaría a la ciudad de Huancayo se ubica en dirección del primer y tercer cuadrante. Los sismos del primer cuadrante se deben a dos fuentes, una localizada a una distancia de 30 km (falla de Huaytapallana) y otra a 120 km (falla de Satipo), siendo la primera la que afecta directamente a la ciudad de Huancayo y que dio origen a los sismos de 1,969 (5.7, 5.9 mb) que produjeron intensidades de VI-VII MM en dicha ciudad. En el tercer cuadrante, los sismos se presentan a una distancia media de 220 km; por tanto, no causarían mayor efecto a esta ciudad. (INGEMMET. Boletín, Serie A: Carta Geológica Nacional, N° 18)

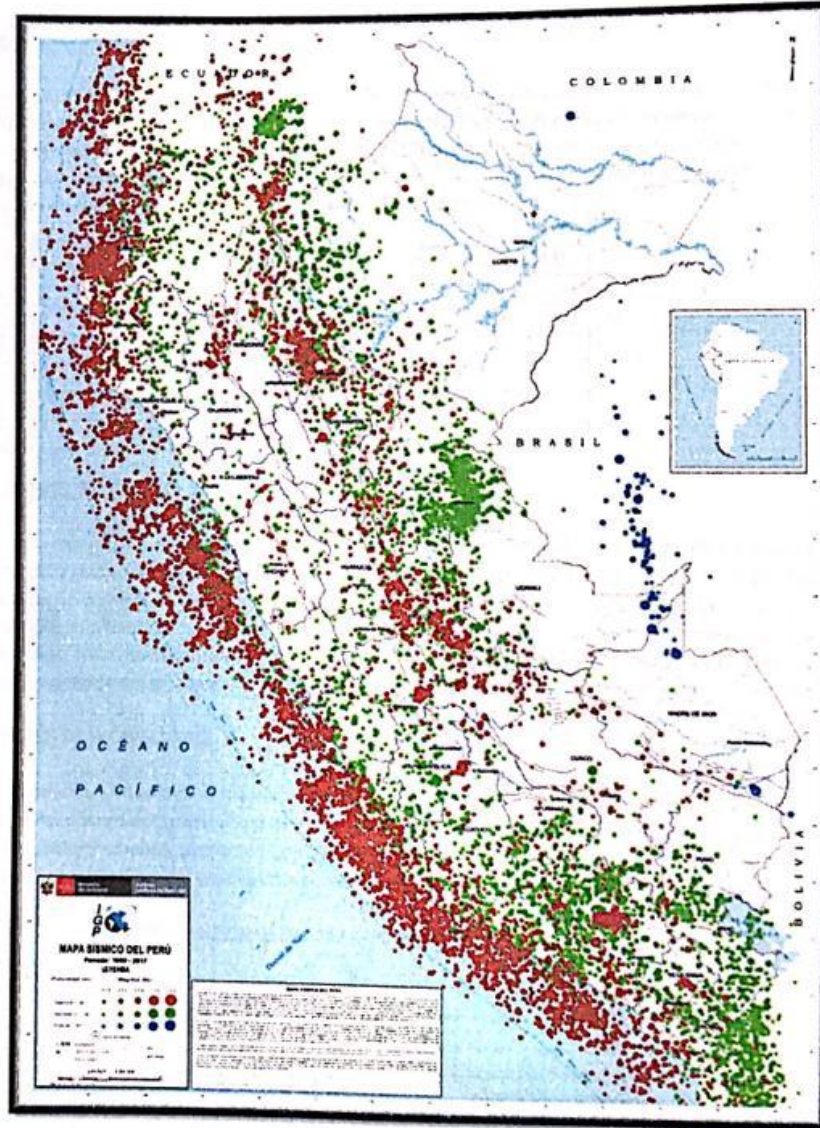


Informes de Contacto:
T (064) 730 063
L 938 555 895
F 938 547 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 211 (Ref. Frente al Parque Puzo - Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) - Chicla - Huancayo - Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu@h19@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: cisacperu

MAPA DE PELIGROS POR SISMOS DEL PERU.



Números de Contacto:
T: (044) 750 083
M: 938 535 895
M: 922 897 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 211 (Ref. Frente al Parque Pizzo - Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) - Chicla - Huancayo - Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu.ark@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: [cisacperu](https://www.facebook.com/cisacperu)

3. INVESTIGACION DE CAMPO.

3.1. CALICATAS O POZOS DE EXPLORACION:

Se realizó 06 calicatas o pozos de exploración "a cielo abierto", designado como: C, seguidos de un número que lo identifica, realizadas en el puente comunero. La cual fue ubicada convenientemente y con profundidad suficiente de acuerdo a la intensidad de las cargas estimadas en el Proyecto. Este sistema de exploración nos permite evaluar directamente las diferentes características del suelo en su estado natural. La excavación alcanzo la siguiente profundidad:

CALICATA	ESTRUCTUTA	PROFUNDIDAD (M)
C-01	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50
C-02	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50
C-03	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50
C-04	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	2.50
C-05	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	1.90
C-06	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	1.50

3.2. MUESTREO DISTURBADO:

Se tomó una muestra representativa del estrato atravesado en dichas calicatas y en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de identificación, clasificación y parámetros de cálculos de capacidad portante del terreno. Paralelamente al muestreo se realizaron los registros de exploración, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc. Para el número de muestreo de calicatas se realizó a petición del solicitante.

3.3. REGISTRO DE EXCAVACIONES:

Paralelamente al muestreo se realizaron los registros de exploración de las excavaciones, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc. Los cuales se darán a conocer en los certificados de perfil estratigráficos designados cada tipo de terreno con los símbolos gráficos del siguiente cuadro:

SIGNOS CONVENCIONALES PARA PERFIL DE CALICATAS – CLASIFICACION SUCS.

	Arcilla inorgánica de elevada plasticidad, arcilla gravosa
	Arcilla orgánica de mediana o elevada plasticidad, limo orgánico
	Turba, suelo considerablemente orgánico

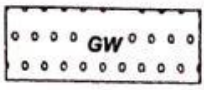

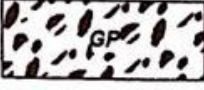





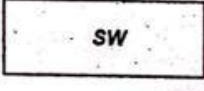

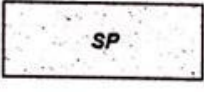



Información de Contacto:
Tel: (064) 750 083
Tel: 998 555 895
Tel: 922 397 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 281 (Ref. Frente al Parque Pisco – Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) – Chica – Huancayo – Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu.ah@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: cisacperu

SIGNOS CONVENCIONALES PARA PERFIL DE CALICATAS – CLASIFICACION SUCS

	Grava bien graduada, mezcla de grava con poco o nada de materia fino, variación en tamaños granulares		Materiales finos sin plasticidad o con plasticidad muy bajo
	Grava mal granulada, mezcla de arena-grava con poco o nada de material fino		Arena arcillosa, mezcla de arena-arcillosa
	Grava limosa, mezcla de grava, arena limosa		Limo orgánico y arena muy fina, polvo de roca, arena fina limosa o arcillosa o limo arcilloso con ligera plasticidad
	Grava arcillosa, mezcla de grava arena-arcilla; grava con material fino cantidad apreciable de material fino		Limo orgánico de plasticidad baja o mediano, arcilla grava, arcilla arenosa, arena limosa, arcilla magra
	Arena bien graduada, arena con grava, poco o nada de material fino. Arena limpia poco o nada de material fino, amplia variación en tamaños granulares y cantidades de partículas en tamaños intermedios		Limo orgánico y arcilla limosa orgánica, baja plasticidad
	Arena mal graduada con grava poco o nada de material fino. Un tamaño predominante o una serie de tamaños con ausencia de partículas intermedias		Limo inorgánico, suelo fino gravoso o limoso, micácea o diatometacea, limo elástico

Fuente: Manual de Ensayos de Materiales – Norma MTC E101, Símbolos gráficos para suelos.

4. RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y CLASIFICACION DE SUCS.

4.1. ENSAYOS EFECTUADOS:

Se realizaron los respectivos ensayos de mecánica de suelos de acuerdo a las normas ASTM y según la relación que se indica. Los que han permitido determinar la clasificación de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D – 422
- Contenido de Humedad ASTM D – 2216
- Límite Líquido ASTM D – 4318
- Límite Plástico ASTM D – 4318
- Densidad Húmeda



Números de Contacto:
L: (044) 750 083
L: 998 585 895
L: 922 397 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 211 (Ref. Frente al Parque Puzo – Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) – Chilca – Huancayo – Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu.ctr@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: cisacperu

- Perfil Estratigráfico

Los ensayos estándar permitieron la clasificación de suelos representativos.

4.2. CLASIFICACION DE SUELOS:

El suelo ha sido clasificado de acuerdo al sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según la muestra en los certificados de los ensayos realizados. El siguiente cuadro nos da un resumen de lo que se presenta en los certificados.

DIVISION PRINCIPAL	CRITERIOS	SIMBOLO DE GRUPO
Suelo de grano grueso R 200 > 50 Suelo con grava R4 > 0.50 R200	F200 < 5, Cu ≥ 4, 1 ≤ Cz ≤ 3	GW
	F200 < 5, Cu < 4, y Cz no entre 1 y 3	GP
	F200 > 12, PI < 4, o límites de Atterberg Debajo de la línea A (figura 1.7)	GM
	F200 > 12, LL > 7, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A (figura 1.7)	GC
	F200 > 12, LL < 50, 4 ≤ PI ≤ 7, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A	GC-GM
	5 ≤ F200 ≤ 12; cumple los criterios de graduación de GW y los criterios de plasticidad de GM	GW-GM
	5 ≤ F200 ≤ 12; cumple los criterios de graduación de GW y los criterios de plasticidad de GC	GW-GC
	5 ≤ F200 ≤ 12; cumple los criterios de graduación de GP y los criterios de plasticidad de GM	GP-GM
	5 ≤ F200 ≤ 12; cumple los criterios de graduación de GP y los criterios de plasticidad de GC	GP-GC
	Suelo Arenoso R4 ≤ 0.50 R200	F200 < 5, Cu ≥ 6, 1 ≤ Cz ≤ 3
F200 < 5, Cu < 6, y/o Cz no entre 1 y 3		SP
F200 > 12, PI < 4, o límites de Atterberg Debajo de la línea A (figura 1.7)		SM
F200 > 12, PI < 7, o límites de Atterberg Sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)		SC
F200 > 12, LL < 50, 4 ≤ PI ≤ 7, y límites de Atterberg sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)		SC-SM
5 ≤ F200 ≤ 12; cumple los criterios de graduación de SW y los criterios de plasticidad de SM		SW-SM
5 ≤ F200 ≤ 12; cumple los criterios de graduación de SW y los criterios de plasticidad de SC		SW-SC
5 ≤ F200 ≤ 12; cumple los criterios de graduación de SP y los criterios de plasticidad de SM		SP-SM
5 ≤ F200 ≤ 12; cumple los criterios de graduación de SP y los criterios de plasticidad de SC		SP-SC
Suelo de grano fino (Inorgánico), R200 ≤ 50 Suelo limoso y arcilloso LL < 50		PI < 4, o límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)
	PI > 7, y límites de Atterberg debajo sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)	CL
	4 ≤ PI ≤ 7; y límites de Atterberg arriba de la línea A (figura 1.7)	CL-ML*
	Límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	MH
Suelo de grano fino (orgánico) Limo orgánico y arcilla LL < 50	Límites de Atterberg en o arriba de la línea A (figura 1.7)	CH
	L.L no secado en horno L.L secado en horno < 0.75	OL

Número de Contacto:
Tel: (041) 750 083
Tel: 938 585 895
Tel: 922 397 348

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 201 (Ref. Frente al Parque Puzo - Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) - Chica - Huancayo - Junín.



Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu@ip@gmail.com
Redes sociales:
Facebook: cisacperu

Limo orgánico y arcilla LL ≥ 50	$\frac{L \text{ no secado en horno}}{L \text{ secado en horno}} < 0.75$	OH
------------------------------------	---	----

Nota: F200 = por ciento que pasa la malla N°. 200; R200 = por ciento retenido en la maya N° 200; R4 = por ciento retenido en la malla N° 4; Cu = coeficiente de uniformidad; Cz = coeficiente de graduación; LL = límite líquido; PI = índice de plasticidad; límite de Atterberg basado en la fracción menos N° 40.
*Caso en la frontera; clasificación doble.

FUENTE: BRAJA M. DAS – PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES.

CARTA DE PLASTICIDAD
SUCS ASTM D2487

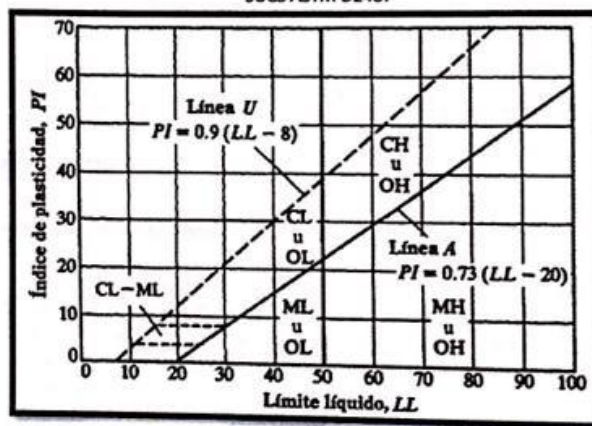


FIGURA 1.7 CARTA DE PLASTICIDAD

FUENTE: BRAJA M. DAS - PRINCIPIOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES.

CALICATA	MUESTRA	PROF. (m)	GRANULOMETRIA (%)			LIMITES (%)		INDICE DE PLASTICIDAD (%)	C.H. (%)
			GRAVA	ARENA	FINOS	L.L.	L.P.		
C-01	M-1	1.50	71.20	26.80	2.00	N.P.	N.P.	N.P.	2.70
C-02	M-2	1.50	69.50	29.10	1.40	N.P.	N.P.	N.P.	2.90
C-03	M-3	1.50	60.30	38.30	1.40	N.P.	N.P.	N.P.	1.60
C-04	M-4	2.50	60.30	30.70	9.00	N.P.	N.P.	N.P.	2.0
C-05	M-5	1.90	71.60	26.50	1.90	N.P.	N.P.	N.P.	5.90
C-06	M-6	1.50	71.50	24.70	3.80	N.P.	N.P.	N.P.	1.20



Números de Contacto:
Tf.: (064) 730 083
Tel.: 938 533 893
Tel.: 922 397 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 217 (Ref. Frente al Parque Pisco – Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) – Chilca – Huancayo – Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu@hotm.com
Redes Sociales:
Facebook: cisacperu

CUADRO DE CLASIFICACION DEL TIPO DE SUELO

CALICATA	ESTRUCTURA	PROF. (m)	TIPO DE SUELO	CLASIFIC. DE SUCS	Cu	Cc	D50
CAL - 01	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	Grava mal gradada con arena	GP	53.86	3.53	14.108
CAL - 02	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	Grava bien gradada con arena	GW	43.43	2.33	14.887
CAL - 03	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	Grava bien gradada con arena	GW	26.30	1.07	7.922
CAL - 04	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	2.50	Grava mal gradada con limo y arena	GP - GW	114.45	0.23	11.260
CAL - 05	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	1.90	Grava mal gradada con arena	GP	60.49	4.09	16.127
CAL - 06	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	1.50	Grava mal gradada con arena	GP	54.05	5.19	12.589

5. ANALISIS DE CIMENTACION.

5.1. ANALISIS Y PARAMETROS SISMICOS PARA LAS ESTRUCTURAS:

Para esta condición el área en estudio se encuentra en la provincia de Huancayo, región Junín, donde se tienen suelos susceptibles de amplificación bajo condiciones de sollicitación dinámica, en base a las normas de diseño Sísmico Resistente Norma E - 030. Para las calicatas le corresponde el perfil tipo S2. Donde $S_2=1.15$, para un periodo predominante de $T_p = 0.6s$ y $T_1 = 2.0$, también el factor de uso es $U = 1.5$ (edificación esencial).

Y de acuerdo a los factores de zona nos encontramos ubicados en la zona 3, el factor de zona $Z=0.35$ g, para el cálculo del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas "R" se debe determinar mediante el producto del coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas por los factores de irregularidad estructural en altura y planta según la estructuración de la edificación y apoyado con la norma E - 030.

Para lo cual también se deberá saber el sistema estructural a emplear en el proyecto. Para el cálculo del coeficiente de amplificación sísmica "C", se deberá determinar mediante el cálculo del periodo fundamental de vibración de cada estructura a diseñar y apoyado de las restricciones según sea el resultado de este periodo con la norma E - 030.



6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- El presente estudio se ha elaborado en base a la norma técnica E.050 de suelos y cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).
- Durante el reconocimiento geológico del área de estudio y alrededores no se han apreciado riesgo geológico por procesos de geodinámica externa que pudiera afectar la vulnerabilidad de las estructuras proyectadas.
- Es conveniente que todos los elementos estructurales se apoyen a la misma profundidad y calculados de acuerdo a las normas de Diseño Sismo resistente.
- Se deberá contar con un drenaje apropiado, de tal forma de mantener la humedad a la cual se realizaron los ensayos de este estudio y no variar las condiciones mecánicas del suelo de fundación.
- Dada las características del suelo, se recomienda utilizar refuerzos para mejorar la resistencia y capacidad de deformación del suelo, el refuerzo debe considerar materiales de préstamo con características similares a un afirmado y si es necesario el uso de geosintéticos. Además, se deberá modelar el comportamiento de la estructura de este suelo con algún programa computacional para predecir los asentamientos y la respuesta del suelo a la cimentación.
- Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas solo son válidos para el área de influencia en cada calicata investigada y no garantiza otros proyectos que lo toman como referencia.
- Se recomienda cimentar por debajo del nivel activo o erosión potencial, si se trata de arenas compactas. En el caso de arcillas o limos firmes, recomienda cimentar por debajo del nivel activo por cambios de volumen.
- Los resultados obtenidos para el análisis de socavación son:

CALICATA	ESTRUCTURA	PROF. (m)	CLASIFI. DE SUCS	Cu	Cc	D50
C - 01	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	GP	53.86	3.53	14.108
C - 02	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	GW	43.43	2.33	14.887
C - 03	ESTRIBO MARGEN DERECHA	1.50	GW	26.30	1.07	7.922
C - 04	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	2.50	GP - GW	114.45	0.23	11.260
C - 05	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	1.90	GP	60.49	4.09	16.127
C - 06	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA	1.50	GP	54.05	5.19	12.589

• **Números de Contacto:**
Of. (044) 750 083
Cel. 939 555 895
Cel. 932 397 343

• **Centros de Atención:**
Laboratorio Jr. Cruz N° 221 (Ref. Frente al Parque Puzo - Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) - Chilca - Huancayo - Junín.



• **Direcciones Electrónicas:**
Email: cisacperu.olt@gmail.com
Redes sociales:
Facebook: cisacperu



- Los resultados obtenidos para el análisis de socavación son:

CALICATA	GRANULOMETRIA			LIMITES (%)		INDICE DE PLASTICIDAD	C.H. (%)
	GRAVA	ARENA	FINOS	L.L	L.P.		
C - 01	71.20	26.80	2.00	N.P.	N.P.	N.P.	2.70
C - 02	69.50	29.10	1.40	N.P.	N.P.	N.P.	2.90
C - 03	60.30	38.30	1.40	N.P.	N.P.	N.P.	1.60
C - 04	60.30	30.70	9.00	N.P.	N.P.	N.P.	2.00
C - 05	71.60	26.50	1.90	N.P.	N.P.	N.P.	5.90
C - 06	71.50	24.70	3.80	N.P.	N.P.	N.P.	1.20



Números de Contacto:
Of.: (064) 750 083
Tel.: 938 358 895
Cel.: 922 397 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 281 (Ref. Frente al Parque Pizzo - Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) - Chica - Huancayo - Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu.elt@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: [cisacperu](https://www.facebook.com/cisacperu)

Código proyecto	: 05CISAC-2019-4017	Fecha de Emisión	: 24/05/2019
Cliente	: JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN	Fecha de Recepción	: 16/05/2019
Solicitante	: JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN		
Proyecto	: TESIS: "SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018".		
Ubicación	: HUANCAYO - JUNIN		

Ensayo	Método		
Análisis Granulométrico por tamizado	: ASTM D422 - 63(2007) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils		
Límites de consistencia	: ASTM D4318 - 10 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils		
Clasificación S.U.C.S.	: ASTM D2487 - 11 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)		

Código	: 05CISAC-2019-4017	Calicata	: C-01	Profundidad	: 0.00 - 1.50 (m)
Localiz.	: Huancayo - Junin	Muestra	: M-01	Tipo material	: Suelo
		Condición	: Alterada	Estructura	: Estribo Margen Derecha

Malla U.S.	Abertura (mm)	GRANULOMETRIA			Especif.
		Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Pasante	
3"	76.200	-	-	100.00	-
2 1/2"	63.500	-	-	100.00	-
2"	50.800	-	-	100.00	-
1 1/2"	38.100	286.80	20.40	79.60	-
1"	25.400	197.20	13.80	66.00	-
3/4"	19.050	136.95	8.30	57.70	-
1/2"	12.700	140.65	9.70	48.00	-
3/8"	9.525	116.00	8.00	40.00	-
1/4"	6.350	-	-	40.00	-
N° 4	4.750	182.40	11.20	28.80	-
N° 8	2.380	97.15	6.70	22.10	-
N° 10	2.000	37.70	2.60	19.50	-
N° 16	1.190	100.05	6.90	12.60	-
N° 20	0.840	-	-	12.60	-
N° 30	0.590	58.00	4.00	8.60	-
N° 40	0.426	11.60	0.80	7.80	-
N° 50	0.297	-	-	7.80	-
N° 60	0.250	14.50	1.00	6.80	-
N° 80	0.177	-	-	6.80	-
N° 100	0.149	46.60	2.80	4.00	-
N° 200	0.074	39.00	2.00	2.00	-
< N° 200	-	39.00	2.00	100.00	-

DISTRIBUCION GRANULOMETRICA		
% GRAVA	GG %	42.30
	GS %	28.30
	AG %	9.30
% ARENA	AF %	11.70
	AM %	5.80
% FINOS		2.00
		1,032.400 (gr)
		388.600 (gr)
		29.00 (gr)
		1,450.00 (gr)

COEF. UNIFORMIDAD Y COEF. CURVATURA		
Grava (%)	D10	0.800
Grava (%)	D30	5.371
Grava (%)	D60	30.810
Grava (%)	D90	14.009
Grava (%)	CU	26.01
Grava (%)	CC	1.67

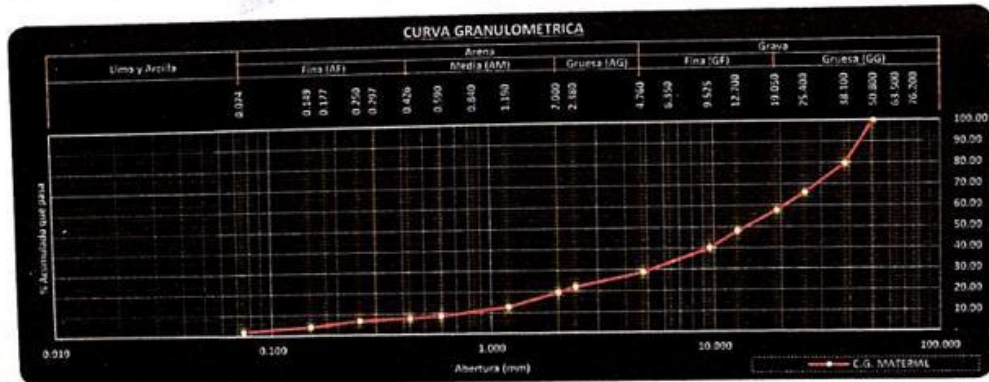
Tamaño Máximo de la Grava (mm)	: 2"
Forma del suelo grueso	: -
Porcentaje retenido en la malla 3" (%)	: -

Método de ensayo	: Multipunto
Preparación de la muestra	: Húmeda

CLASIFICACION DE SUELOS		
Clasificación S.U.C.S.	GP	Grava mal graduada con arena

LIMITE DE CONSISTENCIA		
Límite Líquido (LL) (%)	: M.P.	
Límite Plástico (LP) (%)	: M.P.	
Índice Plástico (IP) (%)	: M.P.	

OTROS ENSAYOS		
Humedad Natural (%)	: 2.70	



Observaciones



La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante, estos datos se registran en los libros de actas correspondientes.
Prohíbese la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos, Asfaltos y Concretos CISACPERU E.I.R.L.
Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio de Suelos, Asfaltos y Concretos CISACPERU E.I.R.L.

Números de Contacto:
Of.: (064) 750 083
Cel.: 998 585 895
Cel.: 922 997 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 28 (Ref. Frente al Parque Plaza - Intersección de la Av. Leucheo Prado con Av. Ferrocarril) - Chillon - Huancayo - Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu@msn.com
Redes Sociales:
Facebook: cisacperu



Código proyecto	: 05CISAC-2019-4017	Fecha de Emisión	: 24/05/2019
Cliente	: JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN	Fecha de Recepción	: 16/05/2019
Solicitante	: JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN		
Proyecto	: TESIS: "SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018".		
Ubicación	: HUANCAYO - JUNIN		

Ensayo	: M10002	Calicata	: C-02	Profundidad	: 0.00 - 1.50 (m)
Análisis Granulométrico por tamizado	: ASTM D422 - 63(2007) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils	Muestra	: M-02	Tipo material	: Suelo
Límites de consistencia	: ASTM D4318 - 10 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils	Condición	: Alterada	Estructura	: Estribo Margen Derecha
Clasificación S.U.C.S.	: ASTM D2487 - 11 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)				

Código	: 05CISAC-2019-4017	Localiz.	: Huancayo - Junin
--------	---------------------	----------	--------------------

Malla U.S.	Abertura (mm)	GRANULOMETRIA				Especif.
		Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Pasado	% Pasado Acumulado	
3"	76.200	-	-	100.00	-	
2 1/2"	63.500	-	-	100.00	-	
2"	50.800	-	-	100.00	-	
1 1/2"	38.100	87.83	7.10	92.90	-	
1"	25.400	301.35	24.50	75.50	68.40	
3/4"	19.050	120.54	9.80	65.70	58.60	
1/2"	12.700	154.98	12.60	53.10	46.00	
3/8"	9.525	66.19	5.30	47.80	40.70	
1/4"	6.350	-	-	40.70	-	
N° 4	4.750	125.46	10.20	30.50	-	
N° 8	2.380	105.82	8.40	22.10	-	
N° 10	2.000	82.89	6.60	15.50	-	
N° 16	1.190	27.26	2.20	13.30	15.60	
N° 20	0.840	-	-	13.30	-	
N° 30	0.590	46.20	4.00	9.30	11.60	
N° 40	0.425	24.60	2.00	7.30	9.60	
N° 50	0.297	-	-	7.30	-	
N° 60	0.250	12.89	1.00	6.30	5.30	
N° 80	0.177	-	-	5.30	-	
N° 100	0.149	11.21	0.90	4.40	2.60	
N° 200	0.074	14.76	1.20	3.20	1.40	
< N° 200	-	17.22	1.40	100.00	-	

DISTRIBUCION GRANULOMETRICA		
% GRAVA	GG %	41.40
	GF %	38.10
	AG %	12.70
% ARENA	AF %	8.20
	AM %	8.20
	AW %	1.40
% FINOS		58.60

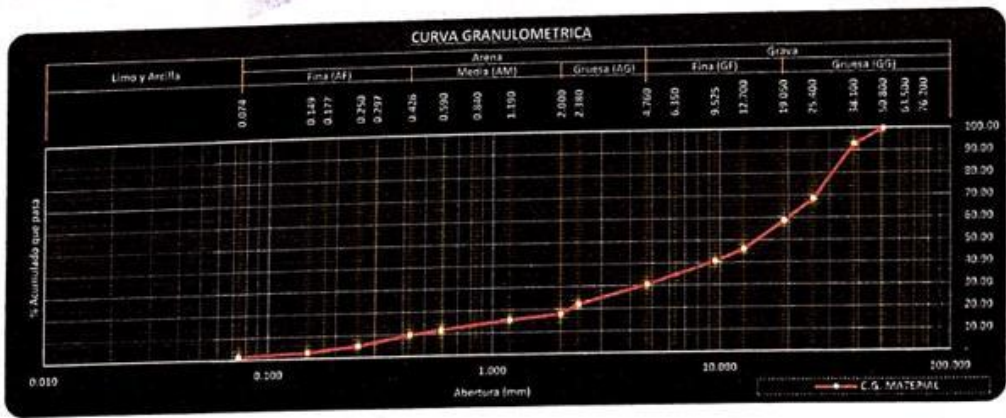
COEF. UNIFORMIDAD Y COEF. CURVATURA			
Grava (G)	69.50	D10	0.459
Grava (G)	29.10	D30	4.818
Grava (G)	1.40	D60	19.957
Total (T)	100.0	D50	14.716
CU	43.50	CC	2.33

Tamaño Máximo de la Grava (mm)	: 2"
Forma del suelo grueso	: -
Porcentaje retenido en la malla 3" (%)	: -
Método de ensayo	: Multipunto
Preparación de la muestra	: Húmeda

LÍMITES DE CONSISTENCIA	
Límite Líquido (LL) (%)	: N.P.
Límite Plástico (LP) (%)	: N.P.
Índice Plástico (IP) (%)	: N.P.

CLASIFICACION DE SUELOS		
Clasificación S.U.C.S.	GW	Grava bien graduada con arena

OTROS ENSAYOS	
Humedad Natural (%)	: 2.90





Código proyecto	: 05CISAC-2019-4017	Fecha de Emisión	: 24/05/2019
Cliente	: JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN	Fecha de Recepción	: 16/05/2019
Solicitante	: JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN		
Proyecto	: TESIS: "SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018".		
Ubicación	: HUANCAYO - JUNIN		

Ensayo	: Análisis Granulométrico por tamizado	Método	: ASTM D422 - 63(2007) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
Limites de consistencia	: -		: ASTM D4318 - 10 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils
Clasificación S.U.C.S.	: -		: ASTM D2487 - 11 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

Código	: 05CISAC-2019-4017	Calicata	: C-03	Profundidad	: 0.00 - 1.50 (m)
Localiz.	: Huancayo - Junin	Muestra	: M-03	Tipo material	: Suelo
		Condición	: Alterada	Estructura	: Estribo Margen Derecha

Malla U.S.	Abertura (mm)	GRANULOMETRIA				Especif.
		Peso Retenido (gr)	% Retenido	Acumulado	% Pasante	
3"	76.200	-	-	-	100.00	-
2 1/2"	63.500	-	-	-	100.00	-
2"	50.800	-	-	-	100.00	-
1 1/2"	38.100	307.80	8.00	8.00	92.00	-
1"	25.400	29.59	2.30	10.20	89.80	-
3/4"	19.050	125.09	9.30	19.50	80.50	-
1/2"	12.700	190.99	14.20	33.70	66.30	-
3/8"	9.525	135.85	10.10	43.80	56.20	-
1/4"	6.350	-	-	43.80	56.20	-
N° 4	4.760	321.89	16.50	60.30	39.70	-
N° 8	2.380	98.19	7.30	67.60	32.40	-
N° 10	2.000	87.84	4.30	71.90	28.10	-
N° 16	1.190	80.70	6.00	77.90	22.10	-
N° 20	0.840	-	-	77.90	22.10	-
N° 30	0.590	104.91	7.80	85.70	14.30	-
N° 40	0.426	80.35	3.00	88.70	11.30	-
N° 50	0.297	-	-	88.70	11.30	-
N° 60	0.250	71.29	5.30	94.00	6.00	-
N° 80	0.177	-	-	94.00	6.00	-
N° 100	0.149	89.05	2.90	96.90	3.10	-
N° 200	0.074	22.86	1.70	98.60	1.40	-
< N° 200	-	18.83	1.40	100.00	-	-

DISTRIBUCION GRANULOMETRICA			
% GRAVA	GG %	19.50	811.035 (gr)
	GF %	40.80	
	AG %	11.60	
% ARENA	AF %	16.80	515.135 (gr)
	AM %	9.90	
	% FINOS	1.40	18.83 (gr)
		100.00	1,345.00 (gr)

COEF. UNIFORMIDAD Y COEF. CURVATURA			
Grave (%)	D10	: 60.30	: 0.383
Arene (%)	D30	: 38.30	: 2.168
Finos (%)	D60	: 10.720	
Total (%)	D50	: 7.715	
CU		: 28.00	CC : 1.15

Tamaño Máximo de la Grava (pulg)	: 2"
Forma del suelo grueso	: -
Porcentaje retenido en la malla 3" (%)	: -

LIMITES DE CONSISTENCIA	
Límite Líquido (LL) (%)	: N.P.
Límite Plástico (LP) (%)	: N.P.
Índice Plástico (IP) (%)	: N.P.

Método de ensayo	: Multipunto
Preparación de la muestra	: Húmeda

OTROS ENSAYOS	
Humedad Natural (%)	: 1.80

CLASIFICACION DE SUELOS		
Clasificación S.U.C.S.	GW	Grava bien graduada con arena



Observaciones : _____



La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante, estos datos de identificación de las muestras indicadas.
Prohibida la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos, Asfalto y Concreto CISAC-PERU E.I.R.L.
Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio de Suelos, Asfalto y Concreto CISAC-PERU E.I.R.L.

Números de Contacto:
Of. (064) 750 083
Tel. 938 555 895
Cel. 922 397 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 221 (Ref. Frente al Parque Plaza - Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) - Chilca - Huancayo - Junín.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu.ctr@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: cisacperu



Código proyecto : 05CISAC-2019-0017	Fecha de Emisión : 24/05/2019
Cliente : JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN	Fecha de Recepción : 18/05/2019
Solicitante : JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN	
Proyecto : YES: "SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018".	
Ubicación : HUANCAYO - JUNIN	

Ensayo : Análisis Granulométrico por tamizado	Método : ASTM D422 - 63(2007) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
Límites de consistencia : Clasificación S.U.C.S.	ASTM D4318 - 10 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils ASTM D2487 - 11 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

Código : 05CISAC-2019-0017	Calicata : C-04	Profundidad : 0.00 - 2.50 (m)
Localiz. : Huancayo - Junin	Muestra : M-04	Tipo material : Suelo
	Condición : Alterada	Estructura : Estribo Margen Izquierda

Malla U.S.	Abertura (mm)	GRANULOMETRIA			Especif.
		Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Pasante	
Estándar	(mm)		Acumulado	Acumulado	
3"	76.200	-	-	100.00	-
2 1/2"	63.500	-	-	100.00	-
2"	50.800	-	-	100.00	-
1 1/2"	38.100	158.72	12.40	87.60	-
1"	25.400	148.76	11.70	75.90	-
3/4"	19.050	184.32	14.40	38.50	61.50
1/2"	12.700	106.34	8.30	46.80	53.20
3/8"	9.525	87.04	6.80	53.60	46.40
1/4"	6.350	-	-	53.60	46.40
N° 4	4.750	85.76	6.70	60.30	39.70
N° 8	2.380	36.64	1.30	61.60	38.40
N° 10	2.000	23.04	1.80	63.40	36.60
N° 16	1.190	42.34	3.30	66.70	33.30
N° 20	0.840	-	-	66.70	33.30
N° 30	0.590	63.72	4.90	71.60	28.40
N° 40	0.425	38.40	3.00	74.60	25.40
N° 50	0.297	-	-	74.60	25.40
N° 60	0.250	116.48	9.10	83.70	16.30
N° 80	0.177	-	-	83.70	16.30
N° 100	0.149	85.76	6.70	90.40	9.60
N° 200	0.074	1.68	0.60	91.00	9.00
< N° 200	-	115.30	9.00	100.00	-

DISTRIBUCION GRANULOMETRICA			
% GRAVA	GG %	38.50	771.840 (gr)
	GF %	21.80	
% ARENA	AG %	3.10	
	AF %	11.20	392.960 (gr)
	AM %	16.40	
% FINOS		9.00	115.20 (gr)
		100.00	1,280.00 (gr)

COEF. UNIFORMIDAD Y COEF. CURVATURA			
Grava (%)	60.30	D10	0.153
Areña (%)	30.70	D30	0.786
Finos (%)	9.00	D60	17.902
Total (%)	100.0	D50	11.206
CU	115.48	CC	0.22

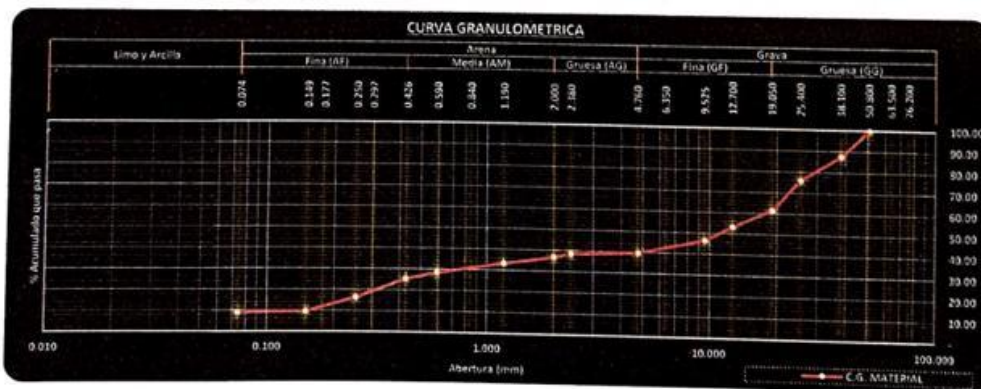
Tamaño Máximo de la Grava (pulg)	2"
Forma del suelo grueso	-
Porcentaje retenido en la malla 3" (%)	-

LIMITES DE CONSISTENCIA		
Límite Líquido (LL) (%)		N.P.
Límite Plástico (LP) (%)		N.P.
Índice Plástico (IP) (%)		N.P.

Método de ensayo	Multipunto
Preparación de la muestra	Húmeda

OTROS ENSAYOS	
Humedad Natural (%)	2.00

CLASIFICACION DE SUELOS		
Clasificación S.U.C.S.	GP - GM	Grava mal graduada con limo y arena



Observaciones : _____



La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante, entre otros datos, a las muestras indicadas.
Prohibida la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos, Asfalto y Concreto CISACPERU E.I.R.L.
Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio de Suelos, Asfalto y Concreto CISACPERU E.I.R.L.

datos de Contacto:
(064) 750 083
: 938 555 895
: 932 897 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 28 (Ref. Frente al Parque Puzo - Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) - Chica - Huancayo - Junin.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu@iitpencall.com
Redes Sociales:
Facebook: cisacperu



Código proyecto	: 05CISAC-2019-4017	Fecha de Emisión	: 24/05/2019
Cliente	: JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN	Fecha de Recepción	: 16/05/2019
Solicitante	: JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN		
Proyecto	: TESIS: "SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018".		
Ubicación	: HUANCAYO - JUNIN		

Ensayo	: Análisis Granulométrico por tamizado	Método	: ASTM D422 - 63(2007) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
Límites de consistencia	: ASTM D4318 - 10 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils		
Clasificación S.U.C.S.	: ASTM D2487 - 11 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)		

Código	: 05CISAC-2019-4017	Calicata	: C-05	Profundidad	: 0.00 - 1.90 (m)
Localiz.	: Huancayo - Junin	Muestra	: M-05	Tipo material	: Suelo
		Condición	: Alterada	Estructura	: Estribo Margen Izquierda

Tamiz U.S.	Abertura (mm)	GRANULOMETRIA				Especif.
		Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Pasante	Acumulado	
3"	76.200	-	-	100.00	-	
2 1/2"	63.500	-	-	100.00	-	
2"	50.800	-	-	100.00	-	
1 1/2"	38.100	-	-	100.00	-	
1"	25.400	808.48	31.10	31.10	68.90	
3/4"	19.050	1064.85	14.20	45.30	54.70	
1/2"	12.700	113.06	9.70	55.00	45.00	
3/8"	9.525	76.38	6.50	61.50	38.50	
1/4"	6.350	-	-	61.50	38.50	
N° 4	4.750	138.68	10.10	71.60	28.40	
N° 8	2.380	64.05	8.80	75.40	24.60	
N° 10	2.000	35.25	8.00	78.40	21.60	
N° 16	1.190	8.22	0.70	79.10	20.90	
N° 20	0.840	-	-	79.10	20.90	
N° 30	0.590	98.99	5.10	84.20	15.80	
N° 40	0.426	85.25	3.00	87.20	12.80	
N° 50	0.297	-	-	87.20	12.80	
N° 60	0.250	70.50	6.00	93.20	6.80	
N° 80	0.177	-	-	93.20	6.80	
N° 100	0.149	41.13	3.50	96.70	3.30	
N° 200	0.074	16.45	1.40	98.10	1.90	
< N° 200	-	22.30	1.90	100.00	-	

DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA			
% GRAVA	GG %	45.30	841.320 (gr)
	GF %	26.30	
% ARENA	AG %	6.80	
	AF %	8.80	311.380 (gr)
	AM %	10.90	
% FINOS		1.90	22.30 (gr)
		100.00	1,175.00 (gr)

COEF. UNIFORMIDAD Y COEF. CURVATURA			
Grava (N°)	71.60	D10	: 0.344
Areña (N°)	26.50	D30	: 5.515
Finos (N°)	1.90	D60	: 21.420
Total (N°)	100.0	D50	: 15.973
CU	: 62.29	CC	: 4.13

Tamaño Máximo de la Grava (milímetro)	: 1 1/2"
Forma del suelo grueso	: -
Porcentaje retenido en la malla 20 (N°)	: -
Método de ensayo	: Multipunto
Preparación de la muestra	: Húmeda

LÍMITES DE CONSISTENCIA			
Límite Líquido (LL) (%)	: -	N.P.	
Límite Plástico (LP) (%)	: -	N.P.	
Índice Plástico (IP) (%)	: -	N.P.	

CLASIFICADOR DE SUELOS		
Clasificación S.U.C.S.	GP	Grava no graduada con arena

OTROS ENSAYOS	
Humedad Natural (%)	: 5.90



Observaciones : _____



La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante, estos datos se registran en el informe de ensayo.
 Prohíbe la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos, Asfalto y Concreto CISAC PERU E.I.A.L.
 Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio de Suelos, Asfalto y Concreto CISAC PERU E.I.A.L.

Números de Contacto:
 T: (064) 730 083
 F: 938 553 895
 M: 912 397 343

Centros de Atención:
 Laboratorio Jr. Grau N° 201 (Ref. Frente al Parque Plaza - Intersección de la Av. Leoncio Prado con Av. Ferrocarril) - Chilca - Huancayo - Junín.

Direcciones Electrónicas:
 Email: cisacperu.eri@gmail.com
 Redes Sociales:
 Facebook: cisacperu



Código Proyecto	OSICISAC-2019-4017	Fecha de Emisión	24/05/2019
Cliente	JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN	Fecha de Recepción	16/05/2019
Solicitante	JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN		
Proyecto	TENSÍ: "SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018".		
Ubicación	HUANCAYO - JUNIN		

Ensayo	Análisis Granulométrico por tamizado	Método	ASTM D422 - 63(2007) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
Límites de consistencia			ASTM D4318 - 10 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils
Clasificación S.U.C.S.			ASTM D2487 - 11 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

Código	OSICISAC-2019-4017	Calicata	C-06	Profundidad	0.00 - 1.50 (m)
Localiz.	Huancayo - Junin	Muestra	M-06	Tipo material	Suelo
		Condición	Aterrada	Estructura	Estríbo Margen Izquierda

Malla U.S.	Abertura (mm)	GRANULOMETRIA				Especif.
		Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Pasado	Especif.	
3"	76.200	-	-	100.00	-	
2 1/2"	63.500	-	-	100.00	-	
2"	50.800	-	-	100.00	-	
1 1/2"	38.100	187.44	13.20	15.20	86.80	
1"	25.400	144.84	10.20	23.40	76.60	
3/4"	19.050	178.83	12.80	36.00	64.00	
1/2"	12.700	194.84	13.70	49.70	50.30	
3/8"	9.525	113.18	7.90	57.60	42.40	
1/4"	6.350	-	-	57.60	42.40	
N° 4	4.750	187.88	13.90	71.50	28.50	
N° 8	2.380	78.38	5.30	76.80	23.20	
N° 10	2.000	88.60	2.50	79.30	20.70	
N° 16	1.190	12.66	2.30	81.60	18.40	
N° 20	0.840	-	-	81.60	18.40	
N° 30	0.590	79.84	5.20	86.80	13.20	
N° 40	0.426	15.62	1.10	87.90	12.10	
N° 50	0.297	-	-	87.90	12.10	
N° 60	0.250	46.86	3.30	91.20	8.80	
N° 80	0.177	-	-	91.20	8.80	
N° 100	0.149	48.70	3.50	94.70	5.30	
N° 200	0.074	21.30	1.50	96.20	3.80	
4" N° 200	-	83.86	3.80	100.00	-	

DISTRIBUCION GRANULOMETRICA			
N GRAVA	GG %	36.00	1,015.300 (gr)
	GF %	35.50	-
N ARENA	AG %	7.80	350.740 (gr)
	AJ %	8.60	-
	AM %	8.30	-
N FINOS		3.80	53.96 (gr)
		100.00	1,420.00 (gr)

COEF. UNIFORMIDAD Y COEF. CURVATURA			
Grava (N)	71.50	D10	0.314
Areña (N)	24.70	D30	5.274
Finos (N)	3.80	D60	17.186
Total (N)	100.0	D90	12.519
CU	54.76	CC	5.15

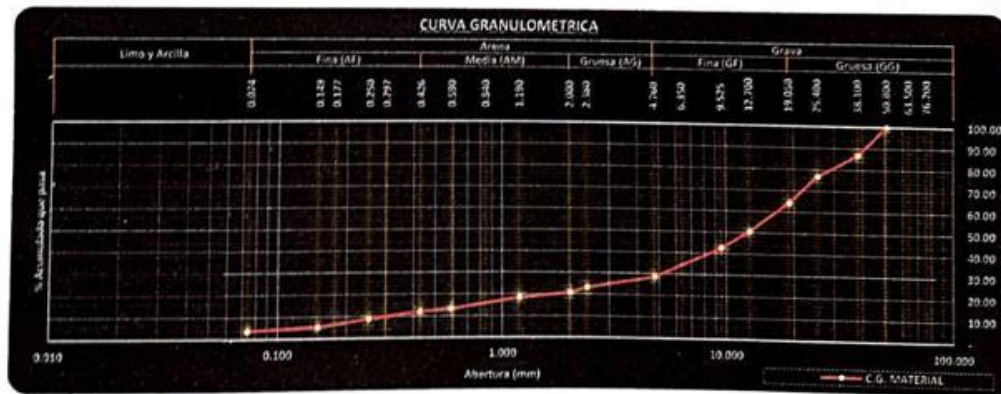
Tamaño Máximo de la Grava (mm)	3"
Forma del suelo grueso	-
Porcentaje retenido en la malla 3" (N)	-

LÍMITES DE CONSISTENCIA		
Límite Líquido (LL) (%)		N.P.
Límite Plástico (LP) (%)		N.P.
Índice Plástico (IP) (%)		N.P.

Método de ensayo	Multipunto
Preparación de la muestra	Húmeda

OTROS ENSAYOS	
Humedad Natural (%)	1.30

CLASIFICACION DE SUELOS		
Clasificación S.U.C.S.	GP	Grava mal graduada con arena



Observaciones



La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante, estos datos se registran en las muestras indicadas.
Prohíbese la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos, Asfalto y Concreto CISAC PERU E.I.R.L.
Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio de Suelos, Asfalto y Concreto CISAC PERU E.I.R.L.

datos de Contacto:
(044) 730 063
038 555 895
923 997 343

Centros de Atención:
Laboratorio Jr. Grau N° 211 (Ref. Frente al Parque Puzo - Intersección de la Av. Leandro Prado con Av. Ferrocarril) - Chica - Huancayo - Junin.

Direcciones Electrónicas:
Email: cisacperu.ei@gmail.com
Redes Sociales:
Facebook: cisacperu

ANEXO N°3. CERTIFICADO DE REGISTRO DE TEMPERATURA



PERÚ

Ministerio
del Ambiente

Servicio Nacional de Meteorología e
Hidrología del Perú - SENAMHI

"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"

ESTACIÓN: CO VIQUES

LATITUD: 12°09'21.6" Sur
LONGITUD: 75°13'42.3" Oeste
ALTITUD: 3218

DPTO.: Junin
PROV.: Huancayo
DIST.: Viques

Parametro Temperatura Media Mensual (°C)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2011	13.1	13.2	13.2	12.8	12.0	11.5	11.0	12.1	14.3	14.6	15.1	13.5
2012	13.8	13.6	13.2	13.1	12.5	11.5	10.8	11.8	12.7	14.4	14.9	14.5
2013	14.5	14.2	14.2	13.7	12.6	12.4	10.9	12.2	13.2	14.5	14.5	14.1
2014	14.5	14.3	13.3	13.5	13.2	12.1	11.9	11.4	13.7	13.9	14.9	14.6
2015	14.0	13.9	14.0	13.4	13.4	11.8	10.8	12.2	14.5	15.0	14.9	14.5
2016	15.1	15.0	14.7	14.5	13.2	11.6	10.9	12.7	13.7	14.6	14.2	14.3

INFORMACION PREPARADA PARA
BACH. ING. JUAN RAUL PUENTE SALGUERAN
HUANCAYO, 15 DE SETIEMBRE DEL 2018



Adam Ramos Gadillo
ING. ADAM RAMOS GADILLO
CIP N° 46100
DIRECTORA ZONAL 11
SENAMHI - JUNIN



Dirección Zonal SENAMHI-JUNÍN
Calle Nemesio Raez N° 223, El Tambo, Huancayo
Tel; 064-248072 RPM #990866893
Email: esanchez@senamhi.gob.pe
www.senamhi.gob.pe

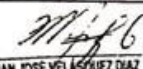
VALIDO SOLO EN ORIGINAL

**ANEXO N°4. DISTRIBUCION DE MEJOR AJUSTE ESTACION PUENTE
STUAR (CAUDAL)**

**ESTACIÓN HIDROLÓGICA PUENTE STUART
CAUDALES MÁXIMOS ANUALES
RÍO MANTARO
PRUEBAS DE AJUSTE**

#	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	<u>Beta</u>	0.12985	1	0.84373	37	0.08855	16
62	<u>Wakeby</u>	0.13007	2	0.26469	1	0.04447	8
25	<u>Gen. Pareto</u>	0.13007	3	0.26469	2	0.04447	9
38	<u>Log-Logistic (3P)</u>	0.13547	4	0.3433	20	N/A	
31	<u>Johnson SB</u>	0.13699	5	6.8974	58	N/A	
42	<u>Lognormal (3P)</u>	0.14267	6	0.3118	12	0.01671	3
37	<u>Log-Logistic</u>	0.14404	7	0.32177	18	0.02473	5
21	<u>Gen. Extreme Value</u>	0.14681	8	0.27591	5	0.04657	11
17	<u>Frechet</u>	0.14721	9	0.33862	19	N/A	
16	<u>Fatigue Life (3P)</u>	0.14858	10	0.37638	23	N/A	
30	<u>Inv. Gaussian (3P)</u>	0.14884	11	0.31991	17	0.0243	4
36	<u>Log-Gamma</u>	0.14905	12	0.26808	3	0.10113	22
39	<u>Log-Pearson 3</u>	0.14936	13	0.26993	4	0.09783	21
48	<u>Pearson 5 (3P)</u>	0.15213	14	0.29685	7	0.04082	6
64	<u>Weibull (3P)</u>	0.15219	15	2.5029	45	N/A	
19	<u>Gamma</u>	0.15446	16	0.30671	11	0.04535	10
18	<u>Frechet (3P)</u>	0.15618	17	0.29961	9	0.05514	13
47	<u>Pearson 5</u>	0.15628	18	0.29874	8	0.13066	25
49	<u>Pearson 6</u>	0.1566	19	0.29494	6	0.12103	23
43	<u>Nakagami</u>	0.15744	20	0.35315	21	N/A	
29	<u>Inv. Gaussian</u>	0.15856	21	0.30046	10	0.08912	17
24	<u>Gen. Logistic</u>	0.15864	22	0.31673	15	0.04097	7
26	<u>Gumbel Max</u>	0.16025	23	0.31596	13	0.07009	14

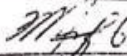
Juan José Velásquez Díaz
Ingeniero Civil
CIP 4096


JUAN JOSÉ VELÁSQUEZ DÍAZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 4096

Giselle Velásquez Gutiérrez
Ingeniero Civil
CIP 71724

#	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
15	<u>Fatigue Life</u>	0.16082	24	0.31606	14	0.08955	18
41	<u>Lognormal</u>	0.16161	25	0.31874	16	0.08825	15
44	<u>Normal</u>	0.16311	26	0.46031	29	N/A	
22	<u>Gen. Gamma</u>	0.16433	27	0.35837	22	0.0538	12
54	<u>Power Function</u>	0.16439	28	2.932	47	0.12682	24
10	<u>Erlang (3P)</u>	0.16599	29	4.2216	50	N/A	
14	<u>Exponential (2P)</u>	0.16599	30	2.1132	42	N/A	
56	<u>Rayleigh (2P)</u>	0.1681	31	0.48638	30	N/A	
11	<u>Error</u>	0.16894	32	0.41368	25	N/A	
61	<u>Uniform</u>	0.16902	33	0.41367	24	N/A	
6	<u>Chi-Squared (2P)</u>	0.17109	34	0.50566	31	N/A	
40	<u>Logistic</u>	0.17209	35	0.54056	32	N/A	
63	<u>Weibull</u>	0.1742	36	0.42991	26	N/A	
28	<u>Hypersecant</u>	0.17791	37	0.60731	34	N/A	
58	<u>Rice</u>	0.18267	38	0.45556	28	N/A	
55	<u>Rayleigh</u>	0.19561	39	0.43638	27	N/A	
57	<u>Reciprocal</u>	0.19732	40	3.5442	49	0.09091	20
4	<u>Cauchy</u>	0.19979	41	0.57261	33	0.0025	1
45	<u>Pareto</u>	0.20089	42	2.2808	44	0.51946	28
33	<u>Laplace</u>	0.20335	43	0.73688	35	1.0785	31
32	<u>Kumaraswamy</u>	0.20781	44	4.4233	51	N/A	
9	<u>Erlang</u>	0.21008	45	1.0374	38	0.71554	29
23	<u>Gen. Gamma (4P)</u>	0.21563	46	2.2197	43	0.7714	30
27	<u>Gumbel Min</u>	0.23376	47	1.106	39	2.1581	32
53	<u>Phased Bi-Weibull</u>	0.24661	48	2.7524	46	N/A	
20	<u>Gamma (3P)</u>	0.25008	49	4.82	52	N/A	
60	<u>Triangular</u>	0.26385	50	6.0229	57	0.09091	19
35	<u>Levy (2P)</u>	0.27193	51	0.83578	36	0.00426	2
51	<u>Pert</u>	0.28175	52	8.5842	59	2.4545	34

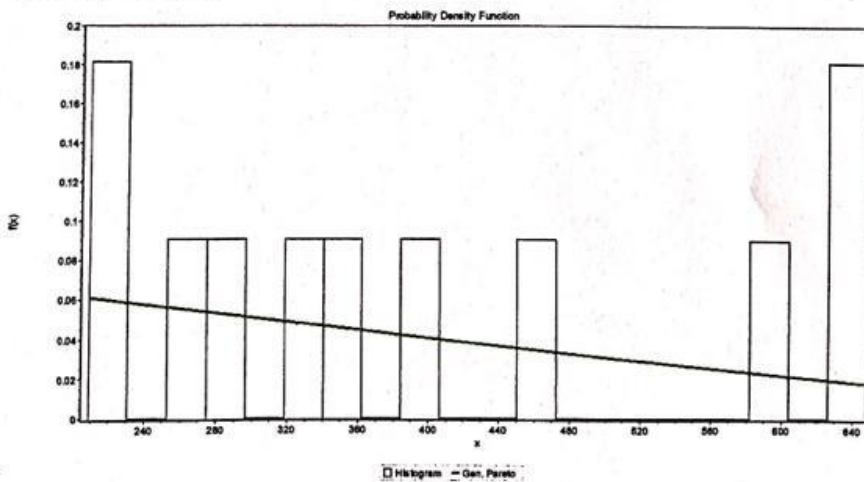
Juan José Velásquez Díaz
Ingeniero Civil
CIP 4096


JUAN JOSÉ VELÁSQUEZ DÍAZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 4096

Giselle Velásquez Gutiérrez
Ingeniero Civil
CIP 71724

#	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
3	Burr (4P)	0.32741	53	4.8568	53	N/A	
50	Pearson 6 (4P)	0.3368	54	4.8801	54	N/A	
8	Dagum (4P)	0.3381	55	5.0428	55	N/A	
2	Burr	0.35692	56	12.803	60	N/A	
13	Exponential	0.4093	57	1.9399	40	0.17411	26
46	Pareto 2	0.42002	58	2.0463	41	0.23594	27
7	Dagum	0.43931	59	32.777	62	5.7003	36
52	Phased Bi-Exponential	0.44149	60	5.8462	56	10.352	37
5	Chi-Squared	0.49058	61	49.139	63	5.1212	35
34	Lewy	0.53146	62	3.3669	48	2.1826	33
12	Error Function	0.89878	63	30.193	61	N/A	
59	Student's t	0.99999	64	121.61	64	6.0531E+5	38
65	Johnson SU	No fit					

Gen Pareto (no usada frecuentemente en hidrología es la que, según el programa, mejor se ajusta). Ver abajo.

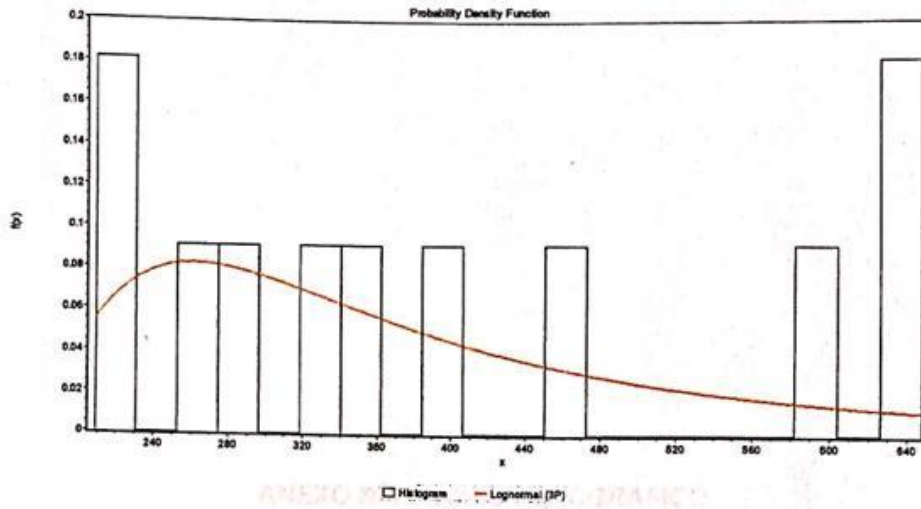


De las usadas comúnmente en hidrología, Log Normal (3P) es la que según el programa, mejor se ajusta, y aun así el ajuste es malo (ver abajo)

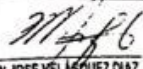
Juan José Velásquez Díaz
Ingeniero Civil
CIP 4096

Juan José Velásquez Díaz
JUAN JOSE VELÁSQUEZ DIAZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 4096

Giselle Velásquez Gutiérrez
Ingeniero Civil
CIP 71724



Juan José Velásquez Díaz
Ingeniero Civil
CIP 4096


JUAN JOSÉ VELÁSQUEZ DÍAZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 4096

Giselle Velásquez Gutiérrez
Ingeniero Civil
CIP 71724

ANEXO N°5. PANEL FOTOGRAFICO

PANEL FOTOGRAFICO



Imagen 1.- Punto de instalación para el levantamiento topográfico.



Imagen 2.- Ubicación de puntos de levantamiento topográficos.



Imagen 3.- Vista panorámica aguas abajo para el levantamiento topográfico – batimetría para las secciones transversales del rio Mantaro.



Imagen 4.- Equipo para el levantamiento de las secciones transversales - batimetría.



Imagen 5.- Punto de Instalación de la estación total para el levantamiento topográfico – batimetría de la secciones transversales aguas arriba.



Imagen 6.- Toma Secciones Transversales Aguas Arribas.



Imagen 7.- Toma Secciones Transversales Aguas Abajo.



Imagen 8.- Toma Secciones Transversales Aguas Abajo.



Imagen 9.- Demarcación de zona para la extracción de la calicata en el lecho del río.

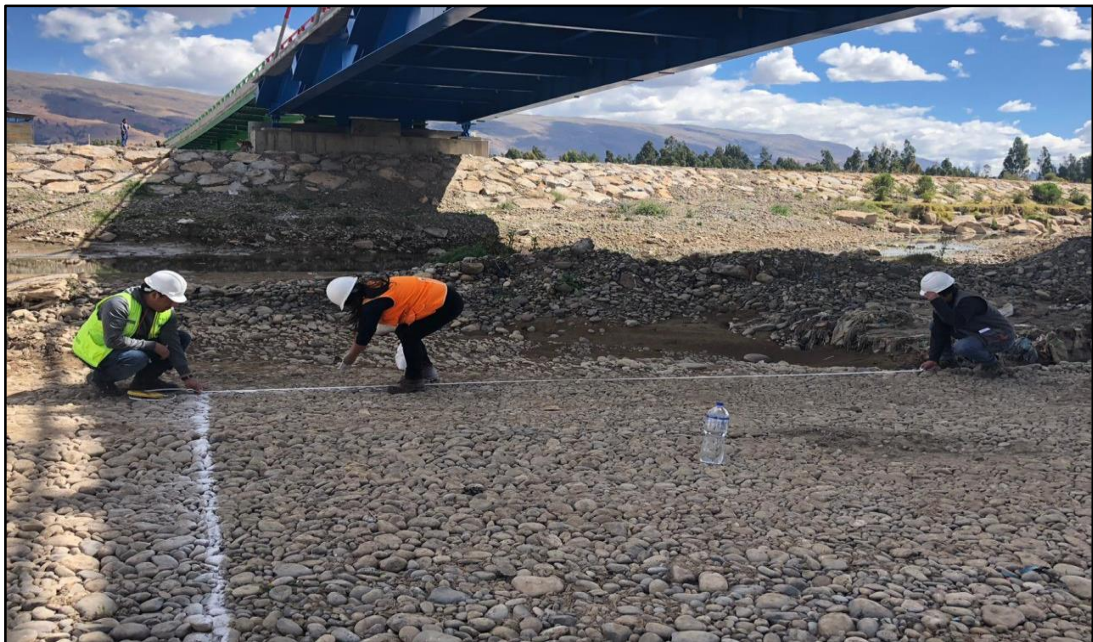


Imagen 10.- Trazado para cálculo fotométrico de las dimensiones de las partículas.



Imagen 11.- Extracción de material de la calicata N°1



Imagen 12.- Extracción de material de la calicata N°1



Imagen 13.- Extracción de material de la calicata N°2.



Imagen 14.- Extracción de material de la calicata N°2.



Imagen 15.- Extracción de material de la calicata N°3.



Imagen 16.- Extracción de material de la calicata N°3.



Imagen 17.- Extracción de material de la calicata N°4.



Imagen 18.- Extracción de material de la calicata N°4.

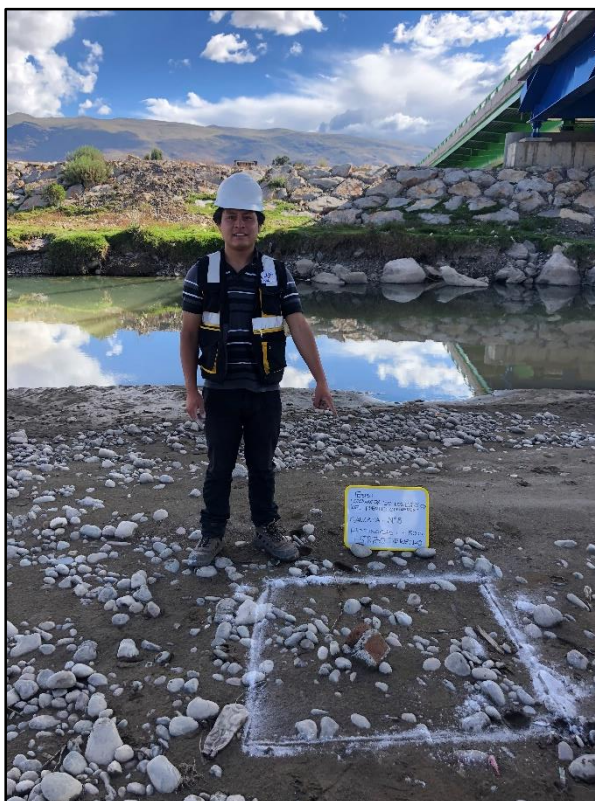


Imagen 19.- Extracción de material de la calicata N°5.



Imagen 20.- Extracción de material de la calicata N°5.



Imagen 21.- Extracción de material de la calicata N°6.



Imagen 22.- Extracción de material de la calicata N°6.



Imagen 23.- Dimensión de la captura de imagen de las partículas granulométricas.



Imagen 24.- Delimitación de partículas del lecho del rio Mantaro.



Imagen 25.- Medidas General de las partículas en los lechos del rio tanto aguas arriba como aguas abajo.



Imagen 26.- Representación de una fotometría con reglas estandarizadas para la medida general de las partículas.



Imagen 27.- Ensayo de análisis granulométrico de las muestras extraídas del Puente comuneros en el laboratorio de Geovicon.



Imagen 28.- Ensayo del cálculo del peso específico de la muestra extraída del puente comuneros en el laboratorio de Geovicon.



Imagen 29.- Colocación de la muestra insitú al horno para el calcula del contenido de humedad en el laboratorio de Geovicon.



Imagen 30.- Ensayo del Peso específico del material extraído del puente comuneros en el laboratorio de Geovicon.



Imagen 31.- Ensayo de análisis granulométrico de las muestras extraídas del Puente comuneros en el laboratorio de Cisacperu.



Imagen 32.- Ensayo del cálculo del peso específico de la muestra extraída del puente comuneros en el laboratorio de Cisacperu.



Imagen 33.- Colocación de la muestra insitú al horno para el calcula del contenido de humedad en el laboratorio de Cisacperu.



Imagen 34.- Representación panorámica de la geometría estructural del Puente Comuneros.



Imagen 35.- Vista panorámica de las secciones transversales aguas arriba del Puente Comuneros.



Imagen 36.- Vista panorámica de las secciones transversales de aguas abajo del Puente Comuneros.



Imagen 37.- Vista del acorazamiento del lecho del rio Mantaro

ANEXO N°6. PLANOS

