

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**DISEÑO DE LA MEJOR ALTERNATIVA DE UN PUENTE UBICADO
SOBRE EL RÍO “CANGALLI”, PARA LA INTEGRACIÓN DE LOS
CENTROS POBLADOS DEL TRAMO CANGALLI-SIRAYA, DISTRITO
DE ILAVE, PROVINCIA EL COLLAO**

PRESENTADO POR:

BACH. NEPTALÍ CHIQUÉ PARI

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO, PERÚ

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"DISEÑO DE LA MEJOR ALTERNATIVA DE UN PUENTE UBICADO SOBRE EL RÍO "CANGALLI", PARA LA INTEGRACIÓN DE LOS CENTROS POBLADOS DEL TRAMO CANGALLI-SIRAYA, DISTRITO DE ILAVE, PROVINCIA EL COLLAO"

TESIS presentado por Bach. Neptalí CHIQUE PARI, a la dirección de investigación de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, como requisito para optar el Título de:

INGENIERO CIVIL

REVISADO Y APROBADO POR LOS MIEMBROS DEL JURADO CONFORMADO:



PRESIDENTE :
 ING. ZENÓN MELLADO VARGAS

PRIMER MIEMBRO :
 ING. MARIANO ROBERTO GARCIA LOAYZA

SEGUNDO MIEMBRO :
 ING. YASMANI TEÓFILO VITULAS QUILLE

DIRECTOR :
 ING. EMILIO CASTILLO ARONI

ASESOR :
 ING. WALDO ADRIAN L. SOLÓRZANO TAPIA

Área : Estructuras
 Tema : Puentes
 Línea de Investigación: Proyecto de Inversión

DEDICATORIA

A mis queridos hijos Alfred Gary y Camila Nicole, a mi novia Paulina Sacachipana, a mi madre Martha Pari, y a la memoria de mi padre Joaquín Chique (†), para que con este recuerdo no caigan en el olvido.

Puno, enero del 2017

AGRADECIMIENTOS

A DIOS, por darme esta oportunidad de vida en la tierra.

A los Ingenieros Douglas A. Quintanilla, Emilio Castillo y Mariano R. García., por su amistad, apoyo y ayuda que siempre me han prestado, desde que fui alumno en sus aulas, hasta la elaboración de la presente tesis.

A mis padres Joaquín Chique (†) y Martha Pari, por el desmedido apoyo brindado durante mi vida y formación profesional.

A mi novia Paulina Sacachipana, por su apoyo, consejo y comprensión incondicional para lograr concretar mi formación profesional.

También quiero expresar mis gratitudes a mis hermanos Jaime y Guadalupe, a mis tíos Antonio Pari, Ángel Pari y Marcial Chique y a mis amigos Wilber Quispe, Guillermo Sacachipana, Edwin Sacachipana y Reynaldo Atahuachi, por su apoyo y consejo incondicional que han contribuido en mi persona para concretar mis sueños.

*Neptalí CHIQUÉ PARI
Puno, enero del 2017*

ÍNDICE

ÍNDICE

LISTA DE CUADROS

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

RESUMEN

PALABRAS CLAVE

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	30
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	30
1.2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	34
1.2.1. PROBLEMA GENERAL.....	34
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	34
1.3. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN.....	35
1.4. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.....	35
1.5. OBJETIVOS.....	36
1.5.1. OBJETIVO GENERAL.....	36
1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	36
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	37
2.1. ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA.....	37
2.1.1. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.....	37
2.1.2. ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA.....	38
2.1.3. ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS.....	38
2.1.4. ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL.....	40
2.1.5. ESTUDIOS DE TRÁFICO.....	40
2.1.6. ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS.....	41

2.1.7. ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO	41
2.2. HIDROLOGÍA.....	42
2.2.1. CUENCA HIDROGRÁFICA	42
2.2.2. FACTORES HIDROLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS QUE INCIDEN EN EL DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE DRENAJE	46
2.2.3. EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....	46
2.2.4. PRECIPITACIÓN MEDIA EN UNA ZONA	47
2.2.5. MÉTODO VECTOR REGIONAL.....	49
2.2.6. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS UTILIZANDO FACTORES DE FRECUENCIA.....	50
2.2.7. PERIODO DE RETORNO Y VIDA ÚTIL DE ESTRUCTURAS	53
2.2.8. INTENSIDAD	55
2.2.10. CAUDAL DE DISEÑO.....	59
2.3. DISEÑO HIDRÁULICO EN PUENTES	63
2.3.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	63
2.3.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO.....	68
2.3.3. DISEÑO HIDRÁULICO DE PUENTES DE BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS	71
2.4. DISEÑO ESTRUCTURAL EN PUENTES.....	80
2.4.1. SOLICITACIONES DE CARGA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL	80
2.4.2. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES.....	82
2.4.3. ESTADOS LIMITES.....	82
2.4.4. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).....	85
2.4.5. DUCTILIDAD	86
2.4.6. REDUNDANCIA.....	86
2.4.7. IMPORTANCIA OPERATIVA	87
2.4.8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	87
2.4.9. DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA	88
2.4.10. DISEÑO DE ESTRIBO (SUBESTRUCTURA)	97
2.4.11. DISEÑO DE PILAR CENTRAL (SUBESTRUCTURA).....	101
2.4.12. DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE APOYO	108
2.4.13. LÍNEAS DE INFLUENCIA EN VIGAS.....	111
CAPÍTULO 3. ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA	112
3.1. GENERALIDADES DEL PROYECTO	112
3.1.1. UBICACIÓN	112
3.1.2. ACCESOS	113
3.1.3. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS	113
3.2. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	114
3.2.1. METODOLOGÍA	114
3.2.2. GEOREFERENCIACIÓN Y UBICACIÓN DE BM'S.....	115
3.2.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO POR RADIACIÓN	115

3.2.4.	PROCESO Y DIBUJO COMPUTARIZADO.....	116
3.2.5.	RESULTADOS.....	117
3.3.	ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA.....	117
3.3.1.	METODOLOGÍA.....	117
3.3.2.	RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....	117
3.3.3.	RECONOCIMIENTO DE CAMPO.....	119
3.3.4.	ANÁLISIS DE CUENCA.....	121
3.3.5.	PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ANUAL PARA EL ESTUDIO.....	123
3.3.6.	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL CAUCE.....	132
3.3.7.	CAUDAL DE DISEÑO.....	135
3.3.8.	LUZ DE DISEÑO.....	149
3.4.	ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS.....	151
3.4.1.	METODOLOGÍA.....	151
3.4.2.	GEOMORFOLOGÍA.....	152
3.4.3.	ESTUDIO GEOLÓGICO DE LA ZONA.....	153
3.4.4.	LITOLOGÍA.....	154
3.4.5.	ASPECTOS GEOMECÁNICOS.....	154
3.4.6.	GEODINÁMICA EXTERNA.....	155
3.4.7.	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....	155
3.4.8.	GEOTECNIA.....	157
3.4.9.	CORRELACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN PARA SUELOS GRANULARES CON EL "N" DEL ENSAYO SPT.....	162
3.4.10.	CÁLCULO DE CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO.....	170
3.4.11.	CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DEL SUELO.....	177
3.5.	ESTUDIOS DE TRÁFICO.....	185
3.5.1.	METODOLOGÍA.....	185
3.5.2.	TRABAJO DE CAMPO.....	185
3.5.3.	FACTOR DE CORRECCIÓN ESTACIONAL.....	187
3.5.4.	ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL.....	188
3.6.	ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS.....	192
3.6.1.	CLASIFICACIÓN DE LA CARRETERA.....	192
3.6.2.	VELOCIDAD DISEÑO.....	193
3.6.3.	DISEÑO GEOMÉTRICO.....	193
CAPÍTULO 4.	SELECCIÓN DE ALTERNATIVA TÉCNICA ECONÓMICA.....	197
4.1.	SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS.....	197
4.2.	SIMULACIÓN DEL FLUJO EN LAS SECCIONES DE LOS PUENTES SELECCIONADOS.....	203
4.2.1.	PUENTE DE CONCRETO.....	203
4.2.2.	PUENTE CON BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS.....	233
4.3.	CÁLCULO DE SOCAVACIÓN.....	247

4.3.1. SOCAVACIÓN EN PUENTE DE CONCRETO	247
4.3.2. SOCAVACIÓN EN PUENTE CON BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS	259
4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ALTERNATIVAS	262
4.4.1. PUENTE CONCRETO ARMADO TIPO VIGA TEE	262
4.4.2. PUENTE DE BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS	267
4.5. ANÁLISIS ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS	269
4.5.1. COSTO DE INVERSIÓN	269
4.5.2. TIEMPO DE EJECUCIÓN	272
4.5.3. GASTOS GENERALES	272
4.6. SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA	272
CAPÍTULO 5. DISEÑO DE LA MEJOR ALTERNATIVA	275
5.1. DISEÑO HIDRÁULICO	275
5.2. DISEÑO ESTRUCTURAL	276
5.2.1. REQUISITOS GENERALES	277
5.2.2. SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES	278
5.2.3. ZAPATAS	286
5.2.4. ESPECIFICACIONES DE LA SECCIÓN ALCANTARILLA	288
CAPÍTULO 6. COSTOS Y PRESUPUESTOS	290
6.1. PRESUPUESTO GENERAL	290
6.2. COSTO DIRECTO	290
6.3. COSTO MANO DE OBRA	291
6.4. COSTO MATERIALES	292
6.5. COSTOS EQUIPOS Y MAQUINARIAS	293
CAPÍTULO 7. CUMPLIMIENTO DE OBJETIVOS	294
7.1. OBJETIVO GENERAL	294
7.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	295
CONCLUSIONES	302
RECOMENDACIONES	304
BIBLIOGRAFÍA	305
ANEXOS	307

LISTA DE CUADROS

Tabla N° 1	Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	54
Tabla N° 2	Valores de los parámetros a y n que junto con K , definen las curvas de probabilidad pluviométrica en cada punto de las subzonas.....	56
Tabla N° 3	Resumen de las ecuaciones de tiempo de concentración	58
Tabla N° 4	Coefficiente de escorrentía del método racional (C)	59
Tabla N° 5	Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana.	62
Tabla N° 6	Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n.	66
Tabla N° 7	Ecuación para calcular socavación general	70
Tabla N° 8	Ecuaciones para calcular socavación local en estribos.....	70
Tabla N° 9	Ecuaciones para calcular socavación local en pilar.	71
Tabla N° 10	Geometría y usos comunes de formas para planchas de acero y aluminio corrugado	76
Tabla N° 11	Coefficientes α , β , θ , para socavación en salida de alcantarillas en suelos granulares	79
Tabla N° 12	Valores de C_s , para corrección por pendiente en socavación de alcantarillas de suelos granulares	79
Tabla N° 13	Valores de C_h , para corrección por altura de caída en socavación de alcantarillas de suelos granulares.	79
Tabla N° 14	Combinaciones de Cargas y Factores de Carga.....	84
Tabla N° 15	Factores de Carga para cargas permanentes, γ_p	85
Tabla N° 16	Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.....	88
Tabla N° 17	Factores de Resistencia Φ , para construcción convencional	93
Tabla N° 18	Recubrimiento para armaduras principales no protegidas (mm).....	95
Tabla N° 19	Factores de longitud efectiva, K	107
Tabla N° 20	Propiedades del Material.....	110
Tabla N° 21	Distancias y tiempo de viaje para llegar al proyecto	113

Tabla N° 22	Puntos base georreferenciados con GPS (coordenadas UTM WGS84–18S).....	115
Tabla N° 23	Estaciones meteorológicas existentes alrededor de la cuenca en estudio dentro de la región de puno.	118
Tabla N° 24	Precipitaciones máximas diarias anuales corregidas, en estaciones alrededor de la zona de estudio.....	124
Tabla N° 25	Nivel de correlación de datos originales de las estaciones.	126
Tabla N° 26	Precipitaciones máximas diarias anuales corregidas, en estaciones alrededor de la zona de estudio.....	128
Tabla N° 27	Nivel de correlación de estaciones, a través de regionalización de datos corregidos.....	129
Tabla N°4.1	Precipitación máxima diaria anual para cuenca Cangalli	131
Tabla N° 28	Cálculo de periodo de retorno con datos tabulados para estimar porcentaje de riesgo.....	135
Tabla N° 29	Valores de entrada y sus logaritmos para análisis estadístico.	136
Tabla N° 30	Cálculo de promedio, varianza, desviación estándar y coeficiente de asimetría de los datos de entrada.	138
Tabla N° 31	Estimación de precipitación a través de distribución normal y distribución log normal.	138
Tabla N° 32	Estimación de precipitación a través de distribución de valor extremo y distribución log valor extremo.	139
Tabla N° 33	Estimación de precipitación a través de distribución Pearson tipo III y distribución log-Pearson tipo III.....	139
Tabla N° 34	Cálculo de Promedio de los valores estadísticos obtenidos para diferentes periodos de retorno.	140
Tabla N° 35	Cálculo de tiempo de concentración	142
Tabla N° 36	Cálculo de intensidades	144
Tabla N° 37	Intensidades de lluvia para periodo de retorno 140 y 500 años, para tiempo de concentración 5.53 horas.	145
Tabla N° 38	Cálculo de caudal para diferentes luces de diseño	150
Tabla N° 39	Canteras identificadas para material de relleno, concreto y sellos asfálticos.....	156
Tabla N° 40	Relación de perforaciones realizadas	158
Tabla N° 41	Resumen de calicatas realizadas.....	160
Tabla N° 42	Cuadro resumen de resultados de ensayos estándares	161
Tabla N° 43	Resumen número de golpes SPT (N) ensayadas, para diferentes profundidades.....	163
Tabla N° 44	Correlación para suelos no cohesivos entre densidad relativa, compacidad y número de golpes SPT “N” (Hunt, 1984)	164
Tabla N° 45	Propiedades comunes de los suelos no cohesivos (Hunt, 1984)	164
Tabla N° 46	Densidad relativa y seca para estribo derecho	164
Tabla N° 47	Densidad relativa y seca para estribo izquierdo	165

Tabla N° 48	Correlación de ángulo de fricción interna con “N” SPT, para estribo derecho, para diferentes profundidades, con nivel freático 0.68m.....	166
Tabla N° 49	Correlación de ángulo de fricción interna con “N” SPT, para estribo izquierdo, para diferentes profundidades, con nivel freático 0.20m.....	166
Tabla N° 50	Número de golpes del SPT corregido ($N_{corr.}$), para estribo derecho, con nivel freático 0.68m	167
Tabla N° 51	Número de golpes del SPT corregido ($N_{corr.}$), para estribo izquierdo, con nivel freático 0.20m	168
Tabla N° 52	Cálculo de esfuerzos efectivos y factor de corrección por sobrecarga, para estribo derecho, con nivel freático a 0.68m.	169
Tabla N° 53	Cálculo de esfuerzos efectivos y factor de corrección por sobrecarga, para estribo izquierdo, con nivel freático a 0.20m	169
Tabla N° 54	Número de golpes del SPT y el ángulo de fricción, para estribo derecho, por estratos.	170
Tabla N° 55	Número de golpes del SPT y el ángulo de fricción, para estribo izquierdo, por estratos.	170
Tabla N° 56	Cálculo de la capacidad admisible por resistencia para estribo derecho (L=6.00m).....	171
Tabla N° 57	Cálculo de la capacidad admisible por resistencia para estribo izquierdo (L=6.00m)	173
Tabla N° 58	Cálculo de la capacidad admisible por resistencia para puente con batería de alcantarillas metálicas (L=12.20m).....	175
Tabla N° 59	Modulo de elasticidad (E_s), para diferentes suelos.....	178
Tabla N° 60	Cálculo de asentamiento para estribo derecho (L=6.00m), para diferentes profundidades y anchos	179
Tabla N° 61	Cálculo de asentamiento para estribo izquierdo (L=6.00m), para diferentes profundidades y anchos.....	181
Tabla N° 62	Cálculo de asentamiento para puente con batería de alcantarillas metálicas (L=12.20m), para diferentes profundidades y anchos.....	183
Tabla N° 63	Volumen de tráfico de vehículos ligeros y pesados contabilizados.....	186
Tabla N° 64	Volumen de tráfico peatonal y otros medios de transporte contabilizados.....	186
Tabla N° 65	Factor de corrección estacional (FCE), peaje llave (Vehículos pesados) y peaje Ayaviri (vehículos livianos)	188
Tabla N° 66	Cálculo del índice medio diario anual.....	189
Tabla N° 67	Cálculo del promedio de tráfico diario para otros medios de transporte.	189
Tabla N° 68	Taludes referenciales en zonas de relleno (terraplenes).....	195
Tabla N° 69	Dimensiones formas comerciales para alcantarillas metálicas corrugadas tipo arco de perfil alto	202
Tabla N° 70	Dimensiones formas comerciales para alcantarillas metálicas corrugadas tipo arco de perfil bajo	202
Tabla N° 71	Coefficiente de contracción y expansión para flujo subcrítico	205

Tabla N° 72	Alineamiento del cauce	205
Tabla N° 73	Estación vs elevación de las secciones 0+000, 0+010 y 0+020 del cauce.	206
Tabla N° 74	Estación vs elevación de las secciones 0+030, 0+040 y 0+050 del cauce.	206
Tabla N° 75	Estación vs elevación de las secciones 0+060, 0+070 y 0+080 del cauce.	207
Tabla N° 76	Estación vs elevación de las secciones 0+090, 0+100 y 0+120 del cauce.	208
Tabla N° 77	Estación vs elevación de las secciones 0+115, 0+125 y 0+130 del cauce.	208
Tabla N° 78	Estación vs elevación de las secciones 0+140, 0+150 y 0+160 del cauce.	209
Tabla N° 79	Estación vs elevación de las secciones 0+170, 0+180 y 0+190 de cauce.	210
Tabla N° 80	Estación vs elevación de las secciones 0+200, 0+210 y 0+220 de cauce.	211
Tabla N° 81	Estación vs elevación de las secciones 0+230, 0+240 y 0+250 de cauce.	212
Tabla N° 82	Propiedades en secciones del cauce definido	213
Tabla N° 83	Caudales diseño versus periodos de retorno para ingresar en modelo	222
Tabla N° 84	Cálculo de pendiente aguas arriba y aguas abajo	223
Tabla N° 85	Resultado de variables hidráulicas por secciones del cauce, para periodo de retorno 140 años.	231
Tabla N° 86	Resultados del comportamiento de flujo, para la sección del puente de concreto, para periodo de retorno 140 años.	232
Tabla N° 87	Resumen datos diseño para sección hidráulica para periodo de retorno $T_r = 140$ años	233
Tabla N° 88	Coeficiente de pérdida de carga para tuberías metálicas corrugadas	236
Tabla N° 89	Resultado de variables hidráulicas por secciones del cauce en modelo con puente de baterías de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno 140 años.	245
Tabla N° 90	Resultados del comportamiento de flujo, para la sección del puente de batería de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno 140 años.	246
Tabla N° 91	Resumen datos diseño para sección hidráulica para puente de batería de alcantarillas metálicas en periodo de retorno $T_r = 140$ años	246
Tabla N° 92	Resultados del comportamiento de flujo, para la sección del puente de batería de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno 500 años.	247
Tabla N° 93	Datos de entrada para cálculo de socavación general por contracción	248
Tabla N° 94	Cálculo de socavación por contracción	249
Tabla N° 95	Datos de entrada para cálculo de socavación local en pilar del puente de concreto	250
Tabla N° 96	Datos de entrada para cálculo de socavación local en estribos	252
Tabla N° 97	Cálculo de socavación local en pilar y estribos, ecuación Froehlich para estribos y pilar	255
Tabla N° 98	Cálculo de socavación local en pilar y estribos, ecuación CSU para pilar y HIRE para estribos.	256
Tabla N° 99	Profundidades de socavación alrededor de estribos y pilar central	257

Tabla N° 100 Resultados del comportamiento de flujo, para la sección del puente de batería de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno 500 años.....	259
Tabla N° 101 Profundidades de socavación a la salida de las alcantarillas.....	261
Tabla N° 102 Densidades de los materiales	263
Tabla N° 103 Cálculo de número de vigas longitudinales	264
Tabla N° 104 Costo directo para puente de concreto tipo viga TEE	269
Tabla N° 105 Costo estimado para puente de batería de alcantarillas metálicas corrugadas	271
Tabla N° 106 Evaluación de alternativas	273
Tabla N° 107 Separación mínima entre tubos.....	277
Tabla N° 108 Mínimo recubrimiento de suelo	278
Tabla N° 109 Propiedades mecánicas de la sección, para planchas metálicas corrugadas para alcantarillas... ..	279
Tabla N° 110 Factores de resistencia (Φ), para estructuras enterradas	284
Tabla N° 111 Cálculo de asentamiento para zapatas de ancho 2m con profundidad de desplante 3m	285
Tabla N° 112 Cálculo de capacidad admisible para zapatas de ancho 2m con profundidad de desplante 3m. .	287
Tabla N° 113 Presupuesto general de inversión – construcción de puente de batería con tuberías metálicas corrugadas (Alternativa seleccionada)	290
Tabla N° 114 Costo directo de inversión de alternativa seleccionada (Puente de batería con tuberías metálicas corrugadas)	290
Tabla N° 115 Costos mano de obra	291
Tabla N° 116 Costos materiales.....	292
Tabla N° 117 Costos equipos y maquinarias	293

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1	Localización del proyecto Puente “Cangalli”, Centro Poblado de Cangalli, Distrito de llave..	31
Figura N° 2	Fotografía donde se muestra lugareños cruzando río “Cangalli” a pie, en condiciones inadecuadas	32
Figura N° 3	Fotografía donde se muestra lugareño cruzando río “Cangalli” en moto lineal, en condiciones inseguras.....	32
Figura N° 4	Fotografía donde se muestra trabajadores de posta médica cruzando río “Cangalli” en camioneta, en condiciones inapropiadas.....	33
Figura N° 5	Fotografía donde se muestra lugareños cruzando río “Cangalli” en camioneta rural, en condiciones inapropiadas	33
Figura N° 6	Mapa de subdivisión del territorio en zonas y subzonas pluviométricas	57
Figura N° 7	Alcantarillas con control a la entrada.....	73
Figura N° 8	Alcantarillas con control a la salida.	73
Figura N° 9	Flujo a través de un canal cerrado	74
Figura N° 10	Alineamiento adecuado para puentes con alcantarillas de tubería metálica.	75
Figura N° 11	Camión HL 93 de diseño AASTHO LRFD	81
Figura N° 12	Estribo de gravedad de concreto simple	97
Figura N° 13	Estribo en Voladizo.....	98
Figura N° 14	Estribo con pantalla y contrafuertes	98
Figura N° 15	Cargas Típicas de diseño en Estribos	100
Figura N° 16	Curvas Esfuerzos – Deformación	110
Figura N° 17	Ubicación política del proyecto (UTM WGS 1984, 19S).....	112
Figura N° 18	Esquema del programa de trabajo adaptado	114
Figura N° 19	Fotografías de trabajos de topografía y batimetría realizados.....	116
Figura N° 20	Programa de trabajo adaptado para los estudios hidrológicos.....	117
Figura N° 21	Información Cartográfica Existente.....	118
Figura N° 22	Croquis de ubicación de las estaciones meteorológicas existentes alrededor de la cuenca en estudio.....	119

Figura N° 23	Fotografía donde se evidencia las huellas existente de corriente agua (Margen derecho)..	120
Figura N° 24	Fotografía donde se evidencia las huellas existente de corriente agua (Margen izquierdo)	120
Figura N° 25	Cuenca Cangalli delimitada sobre carta 33x.	121
Figura N° 26	Cálculo de pendiente de la cuenca	122
Figura N° 27	Cálculo de pendiente del cauce	123
Figura N° 28	Herramienta para cálculo de vector regional de índices anuales con software HYDRACCES.	126
Figura N° 29	Gráfico de índices anuales del vector regional y de las estaciones de interés (Método Brunet Moret) con datos originales.	127
Figura N° 30	Índices anuales del Vector y de las Estaciones (Brunet Moret) – con datos corregidas	130
Figura N° 31	Interfaz gráfica de interpolación de los métodos de kriging y polígono Thiessen, en software HYDRACCES, para la cuenca Cangalli.....	131
Figura N° 32	Gráfico curva P _{máx.} vs Periodo de retorno, para cuenca Cangalli	140
Figura N° 33	Gráfico Curva Intensidad – Duración - Frecuencia.....	144
Figura N° 34	Ubicación del proyecto estudio.....	145
Figura N° 35	Sección transversal cauce para determinar luz de diseño, (Estación 0+125 aguas arriba) .	150
Figura N° 36	Gráfico caudal versus luz de diseño.....	151
Figura N° 37	Esquema del programa de trabajo adaptado para estudios geológicos y geotécnicos.....	152
Figura N° 38	Geología de la zona de estudio.....	153
Figura N° 39	Geodinámica externa del río “Cangalli”	155
Figura N° 40	Fotografía de la Cantera San Carlos para uso como material relleno.....	157
Figura N° 41	Fotografía de la Cantera Chilacani, para uso como material concreto y para sellos asfálticos.	157
Figura N° 42	Ensayo con equipo SPT en estribo derecho.	159
Figura N° 43	Ensayo con equipo SPT en estribo izquierdo.....	159
Figura N° 44	Obtención de muestras con muestreador, durante ensayo con equipo SPT.	160
Figura N° 45	Gráfico capacidad admisible versus ancho, para estribo derecho (L=6.00m) con diferentes profundidades (D _f).	173
Figura N° 46	Gráfico capacidad admisible versus ancho, para estribo izquierdo (L=6.00m) con diferentes profundidades (D _f).	175
Figura N° 47	Gráfico capacidad admisible versus ancho, para puente con batería de alcantarillas metálicas (L=12.20m) con diferentes profundidades (D _f).	177
Figura N° 48	Gráfico de ancho versus asentamiento, para estribo derecho (L=6.00m) en diferentes profundidades.....	180
Figura N° 49	Gráfico de ancho versus asentamiento, para estribo izquierdo (L=6.00m) en diferentes profundidades.....	182

Figura N° 50	Gráfico de ancho versus asentamiento, para puente con batería de alcantarillas metálicas (L=12.20) en diferentes profundidades.....	184
Figura N° 51	Esquema del programa de trabajo adaptado para estudios geológicos y geotécnicos	185
Figura N° 52	Fotografía donde se muestra peatones cruzando el río “Cangalli” a pie, en condiciones inadecuadas	190
Figura N° 53	Fotografía donde se muestra peatón cruzando el río “Cangalli” a pie, en condiciones inadecuadas	190
Figura N° 54	Fotografía donde se muestra peatón cruzando el río “Cangalli” en moto lineal, en condiciones inadecuadas.	191
Figura N° 55	Fotografía donde se muestra camioneta “pick up” cruzando río “Cangalli”, en condiciones inadecuadas.	191
Figura N° 56	Recomendaciones del US Department of Transportation (2012) para puentes de carreteras. ...	198
Figura N° 57	Eficiencia de costos para diferentes tipos de secciones mixtas y de concreto. Las barras de color negro representan el rango usualmente económico.....	198
Figura N° 58	Tipos de Superestructura según la luz del tramo	199
Figura N° 59	Curvas típicas del costo de elementos de puente	200
Figura N° 60	Instalación de baterías de alcantarillas metálicas corrugadas para puente de grande luz...	201
Figura N° 61	Sección típica para modelar puentes, representación de las zonas de contracción y expansión.	205
Figura N° 62	Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+000	214
Figura N° 63	Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+050	214
Figura N° 64	Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+100	214
Figura N° 65	Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+115	215
Figura N° 66	Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+125	215
Figura N° 67	Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+150	215
Figura N° 68	Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+200.	216
Figura N° 69	Ubicación y distancias del estribo dentro de las secciones 0+115 y 0+125.	217
Figura N° 70	Ingreso de sección delimitado por estribos para puente de concreto armado, en modelo HEC RAS.	219
Figura N° 71	Ingreso de pilar del puente de concreto armado, en modelo HEC RAS.....	220
Figura N° 72	Geometría del puente de concreto armado en modelo HEC RAS.	221
Figura N° 73	Vista en planta de las secciones definidas.....	221
Figura N° 74	Lámina de agua para aguas arriba y puente (m ³ /s).....	222
Figura N° 75	Asignación de condiciones de contorno para modelo, tipo “Normal Depth”	224
Figura N° 76	Ventana configuración para simular flujo mixto.	224

Figura N° 77	Representación de las variables de ecuación de energía	225
Figura N° 78	Criterio para método subdivisión DE HEC RAS.	227
Figura N° 79	Gráfico perfil de flujo del cauce con puente de concreto, para periodo de retorno de 140 y 500 años.....	227
Figura N° 80	Gráfico distancia versus velocidad de flujo, para periodos de retorno 140 y 500 años.	228
Figura N° 81	Altura de flujo en puente, aguas arriba, cota NAME: 3880.44 m.s.n.m.	229
Figura N° 82	Altura de flujo en puente, aguas abajo, cota NAME: 3880.43 m.s.n.m.	229
Figura N° 83	Caudal (m ³ /s) versus elevación (m.s.n.m) para la sección del puente idealizado.	230
Figura N° 84	Isométrico de comportamiento flujo simulado en cauce con puente de concreto, periodo de retorno 140 años	230
Figura N° 85	Isométrico de comportamiento flujo simulado en cauce con puente de concreto, periodo de retorno 500 años	231
Figura N° 86	Ubicación y distancias de la alcantarilla dentro de las secciones 0+110 y 0+130.....	234
Figura N° 87	Ingreso de sección relleno para puente de batería de alcantarillas metálicas, en modelo HEC RAS.	235
Figura N° 88	Ingreso de los anillos de la alcantarilla, para diseño de flujo con control a la entrada y salida, en modelo HEC RAS.....	238
Figura N° 89	Vista en planta de las secciones de cauce y del puente con batería de alcantarillas metálicas.	238
Figura N° 90	Geometría del puente de batería de alcantarillas metálicas corrugadas en modelo HEC RAS.	239
Figura N° 91	Lámina de agua para aguas arriba y puente de batería de alcantarilla metálica corrugada (m ³ /s)	239
Figura N° 92	Asignación de condiciones de contorno para modelo de puente e batería de alcantarillas metálicas corrugadas.	240
Figura N° 93	Ventana configuración para simular flujo mixto.	240
Figura N° 94	Gráfico perfil de flujo del cauce con puente de batería de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno de 140 años, con control a la entrada (Cota NAME=3880.54m.s.n.m).....	241
Figura N° 95	Gráfico perfil de flujo del cauce con puente de batería de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno de 140 años, con control a la salida (Cota NAME=3880.54 m.s.n.m).....	242
Figura N° 96	Gráfico distancia versus velocidad de flujo, para periodos de retorno 140 y 500 años, alcantarilla con control a la salida.....	243
Figura N° 97	Caudal (m ³ /s) versus elevación (m.s.n.m) para la sección del puente de batería de alcantarillas metálicas.	243
Figura N° 98	Isométrico de comportamiento flujo simulado en cauce con puente de puente de batería de alcantarillas metálicas, periodo de retorno 140 años	244

Figura N° 99	Isométrico de comportamiento flujo simulado en cauce con puente de batería de alcantarillas metálicas, periodo de retorno 500 años	244
Figura N° 100	Ingreso de datos entrada para cálculo de socavación por contracción para puente de concreto	249
Figura N° 101	Ilustración grafica socavación por contracción en puente de concreto	250
Figura N° 102	Ingreso de datos entrada para cálculo de socavación local en pilar para puente de concreto... ..	254
Figura N° 103	Ingreso de datos entrada para cálculo de socavación local en estribos para puente de concreto	254
Figura N° 104	Esquema de socavación crítica adaptada para estudios de suelos y diseño de cimentaciones para puente de concreto.....	258
Figura N° 105	Sección típica de diseño geométrico, para puente de concreto armado	262
Figura N° 106	Sección transversal típica predimensionada, con recomendaciones AASHTO LRFD 2007	265
Figura N° 107	Predimensionado de estribos, para puente de concreto armado	266
Figura N° 108	Predimensionado de pilar central, para puente de concreto armado	266
Figura N° 109	Sección típica requerida de diseño geométrico.....	267
Figura N° 110	Sección transversal típica predimensionada, con simulación hidráulica.	268
Figura N° 111	Detalle de apoyo (zapata), en puente de batería de alcantarillas metálicas corrugadas.....	268
Figura N° 112	Características de la corruga de planchas metálicas y pernos.	279
Figura N° 113	Cargas actuantes sobre cimientos en puentes de batería de alcantarillas metálicas corrugadas.	287

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

K: Índice de Gravelious

P: Perímetro de la cuenca

A: Área de la cuenca.

S: Pendiente del cauce o cuenca

L_i : Longitud del tramo "i".

S_i : Pendiente del tramo "i"

H: Altura.

P_m : Precipitación media de la cuenca.

x_T : Magnitud de un evento hidrológico.

u : Media.

Δx_T : Desviación con respecto a la media

Δx_T : Desviación con respecto a la media.

K_T : Factor de frecuencia.

σ : Desviación estandar

x_T : Magnitud de un evento hidrológico.

\bar{x} : Promedio de los eventos hidrológicos.

K_T : Factor de frecuencia.

s : Desviación estandar.

P : Probabilidad de excedencia.

T : Periodo de retorno.

$P_{t,T}, P_{24}$: Precipitación máxima diaria anual.

a, b, K, T, n : Las constantes determinadas en el "Estudio de la Hidrología del Perú" realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI.

Q : Descarga máxima de diseño

C : Coeficiente de escorrentía.

I : Intensidad de precipitación máxima horaria.

A : Área de la cuenca

K : Coeficiente de uniformidad.

T_c : Tiempo de concentración.

D_m, d_{50} : Diámetro medio de la distribución.

D_i : Es el tamaño de la partícula en que el i (%) indica el porcentaje en peso de las fracciones de las partículas cuyo tamaño es menor o igual a ese diámetro D_i .

n, n_i : coeficiente de rugosidad

V : Velocidad media de flujo

A : Área de la sección hidráulica

P : Perímetro mojado

R : Radio hidráulico

h_s : Profundidad de socavación a la salida

W_s : Ancho de la socavación

L_s : Longitud de la socavación

V_s : Volumen aproximado de socavación

R_c : Radio hidráulico (funcionando lleno la alcantarilla)

g : Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2

t : Duración del caudal pico

σ : Desviación estándar del material del lecho: $(D_{84}/D_{16})^2$

n_1 : modificador de las cargas

n_D : factor relacionado con la ductilidad

n_R : factor relacionado con la resistencia

n_i : factor relacionado con la importancia operativa

Q_1 : sollicitación

γ_1 : factor de carga

γ_1 : factor de carga

ϕ : factor de resistencia

R_n : Resistencia nominal

R_r : Resistencia mayorada: ϕR_n

M_n : resistencia nominal

A_g : área bruta de la sección

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto,

f_y : Resistencia a la tracción del acero,

A_b = mínima área de las barras

s: separación de las barras

d_c : profundidad del recubrimiento medida desde la fibra extrema hasta el centro de la barra más próximo a la misma

d_b : diámetro de la barra

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: sobrecarga de suelo

LS: sobrecarga viva

DD: fricción negativa

P_{rxy} : resistencia axial mayorada en flexión biaxial

P_{rx} : resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_y es la única presente.

P_{ry} : resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_x es la única presente.

P_u : fuerza axial mayorada aplicada.

M_{ux} : momento mayorado aplicado respecto del eje X.

M_{uy} : momento mayorado aplicado respecto del eje Y.

e_x : excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección X, es decir: M_{uy} / P_u .

e_y : excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección Y, es decir: M_{ux} / P_u .

A_g : área bruta de la sección de hormigón.

A_c : área del núcleo medida hasta el diámetro exterior del espiral.

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.

ARC GIS: Software en el campo de los Sistemas de Información Geográfica.

ASTM: American Society for Testing and Materials.

C.P.: Centro Poblado.

FHWA: Federal Highway Administration.

HEC 2 : Hydrologic Engineering Center's..

HEC RAS: Hydrologic Engineering Center's -River Analysis System.

HL-93: Camión Diseño AASTHO LRFD.

HYDRACCES: Software que permite administrar, visualizar y procesar datos hidrológicos, desarrollado por el Instituto Francés de Investigación para el Desarrollo (IRD).

IGN: Instituto Geográfico Nacional.

IMD: Índice Medio Diario.

INGEMMET: Instituto Geológico Minero y Metalúrgico.

LL: Límite Líquido.

LP: Límite plástico.

LRFD: Load and Resistance factor design.

MTC: Ministerio de Transportes y Comunicaciones

NAME: Nivel de aguas máximas extraordinarias.

NP: No presenta.

SENAMHI: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología.

SPT: Standar Penetración Testing.

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

TIN: Redes de triángulos irregulares

UTM: Universal Transverse of Mercator (Sistema de Coordenadas Universal Transversal de Mercator)

WEB: Conjunto de información que se encuentra en una dirección determinada de internet.

WGS 84: World Geodetic System 84 (que significa Sistema Geodésico Mundial 1984), sistema de coordenadas geográficas mundial que permite localizar cualquier punto de la Tierra.

RESUMEN

La presente tesis determina la mejor alternativa técnica económica, entre puentes de concreto armado y batería de alcantarillas metálicas corrugadas, ubicado sobre el río “Cangalli”, para mejorar la comunicación de los centros poblados del tramo Cangalli-Siraya, del distrito de Llave. Se selecciona alternativas de puentes de concreto armado y batería de alcantarillas metálicas corrugadas, analizándose el comportamiento de flujo, socavación y costos; la alternativa seleccionada corresponde al puente con batería de alcantarillas metálicas corrugadas. El puente seleccionado con parámetros técnico económica se adecua a la topografía, flujo y suelo del cauce estudiado.

En el capítulo 1, se desarrolla la identificación y planteamiento del problema de estudio, así como los objetivos, justificación y limitaciones del estudio.

En el capítulo 2, se plantea el marco teórico, en donde se detallan teorías y fórmulas que se utilizan para desarrollar el presente proyecto de tesis.

En el capítulo 3, se desarrolla los estudios básicos necesarios para plantear la mejor alternativa entre puentes de concreto armado y de batería con alcantarillas metálicas corrugadas.

En el capítulo 4, se determina la mejor alternativa técnica económica de puente, de acuerdo al comportamiento de flujo, socavación y costos, que forma parte del diseño hidráulico y económico para los puentes planteados.

En el capítulo 5, se valida y/o determina los elementos del puente seleccionado, de acuerdo al análisis y diseño estructural de puentes, de acuerdo a ecuaciones y normativas existentes.

En el capítulo 6, se efectúa un resumen de metrados, costos directos, costos indirectos y presupuesto de inversión.

En el capítulo 7, se redacta el sustento de cumplimiento de objetivos, en donde el desarrollo del proyecto responder a los objetivos planteados en el proyecto.

En el capítulo 8, se plasma las conclusiones y recomendaciones más resaltantes que han ocurrido durante el proceso de estudio.

Finalmente se describe la bibliografía utilizada, a su vez se adjunta los anexos que se han utilizado y desarrollado para el proyecto.

PALABRAS CLAVE

Concreto, construcción, diseño puente, flujo, socavación, técnica económica, tubería metálica corrugada.

ABSTRACT

This thesis determines the best alternative economic technique, between bridges of reinforced concrete and corrugated metal culverts battery, located on the "Cangalli" river, to improve the communication of the towns of the Cangalli-Siraya road, of Ilave district. Alternatives of reinforced concrete bridges and corrugated metal sewer battery are selected, analyzing is the behavior of flow, scour and costs; the selected alternative corresponds to the bridge with corrugated metal culverts battery. The bridge selected with technical economic parameters is adapted to the topography, flow and soil of the course studied.

INTRODUCCIÓN

La necesidad de los pueblos en proceso de desarrollo y crecimiento, unas de sus necesidades prioritaria son la construcción de carreteras como medio de integración, dentro de ellas están incluidos la construcción de puentes y alcantarillas para cruzar obstáculos y/o accidentes geográficos como los ríos, con el objeto de equilibrar el comportamiento hídrico de las cuencas que se intervienen a lo largo del tramo.

Con respecto a puentes, tema en cuestión, en la actualidad existe una diversidad de tipos de puentes para cruzar ríos y obstáculos, desde una simple losa hasta puentes colgantes de grandes luces, como también puentes con sistemas de tuberías metálicas corrugadas.

En el centro poblado de Cangalli, a la fecha la población carece de la construcción de un puente sobre el río el Cangalli, para lograr comunicarse adecuadamente con los centros poblados de Coromi Picomi, Mulla Ancarani, Mulla Phasiri, Siraya, San Carlos Marcacollo, Utaja Chilacachi así como el mismo distrito de llave, por lo mismo actualmente la población cruza el río en contacto con el agua sea a pie, en bicicleta, en motocicletas, en camionetas rurales, exponiéndose a un nivel de inseguridad.

Dentro de la elaboración de la presente tesis, se pretende plantear un puente económico y adecuado para enfrentar las condiciones topográficas, comportamiento hidrológico de la cuenca y condiciones de suelos, de acuerdo a recomendaciones de investigaciones y publicaciones ya estudiadas por otros autores.

Para el análisis y diseño del puente estructural e hidrológico se ha utilizado la recomendación de la norma AASHTO LRFD 2007 en sistema internacional, así como el manual de diseño de puentes publicado en el año 2000 por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones.

Así mismo para facilitar el análisis y diseño se tomó la mejor alternativa de puentes sobre el río Cangalli, se tomó la ayuda de programas computacionales de licencia versión estudiante y libres disponibles en la WEB.

Capítulo 1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

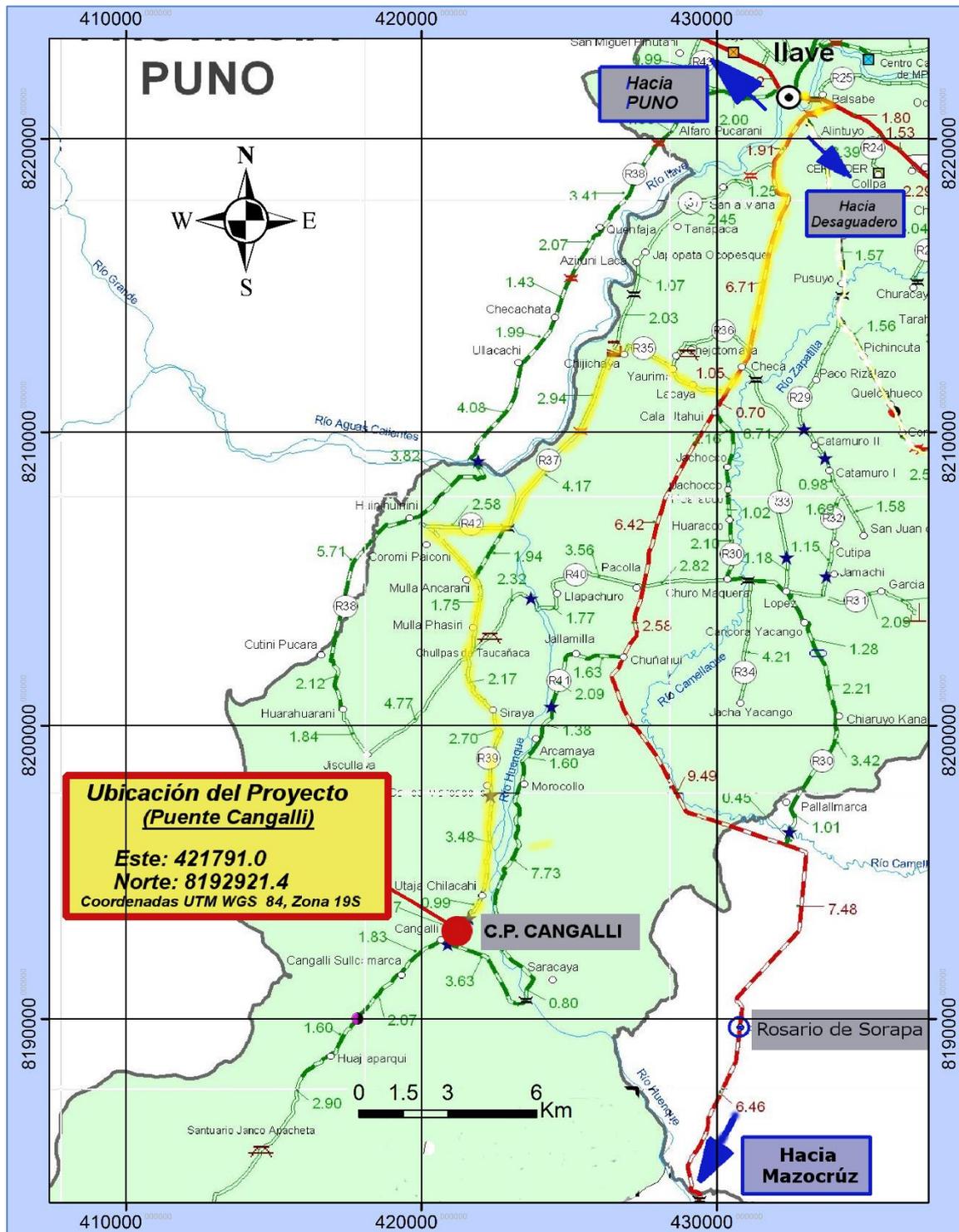
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En la jurisdicción del distrito de Llave, provincia El Collao del departamento de Puno, se ubica el tramo Cangalli – Siraya, que forma parte de la ruta provincial de código R39, de acuerdo al inventario vial georeferenciado del distrito mencionado.

El tramo afirmado Cangalli – Siraya, es una carretera afirmada con ancho promedio de seis metros, el mismo comunica el centro poblado de Cangalli con los centros poblados de Huinihuinini, Coromi Picomi, Mulla Ancarani, Mulla Phasiri, Siraya, San Carlos Marcacollo, Utaja Chilacachi.

El tramo Cangalli-Siraya, atraviesa el río denominado “Cangalli” (Afluente del Río Huenque), actualmente este camino es utilizado en condiciones inadecuadas por personas, animales, motos lineales, motocargas y vehículos ligeros (Autos, Camionetas y Combis), también como proceso de desarrollo de los centros poblados mencionados, la municipalidad provincial de El Collao, realiza movilización de maquinarias y transporte de materiales para ejecución de obras de rehabilitación de carreteras, saneamientos, edificaciones y electrificación en semirremolques simples.

Figura N° 1 Localización del proyecto Puente “Cangalli”, Centro Poblado de Cangalli, Distrito de Ilave



Fuente: Elaboración propia, coordenadas UTM (WGS) 1984 Zona 19S

Figura N° 2 Fotografía donde se muestra lugareños cruzando río “Cangalli” a pie, en condiciones inadecuadas.



Fuente: Propia

Figura N° 3 Fotografía donde se muestra lugareño cruzando río “Cangalli” en moto lineal, en condiciones inseguras.



Fuente: Propia

Figura N° 4 Fotografía donde se muestra trabajadores de posta médica cruzando río “Cangalli” en camioneta, en condiciones inapropiadas.



Fuente: Propia

Figura N° 5 Fotografía donde se muestra lugareños cruzando río “Cangalli” en camioneta rural, en condiciones inapropiadas



Fuente: Propia

El río “Cangalli”, hidrológicamente tiene la característica de corriente perenne, debido a la duración de descarga de curso de agua de la cuenca es todo el año; así mismo en los periodos de lluvia y nevada el río tiene la caracteriza de ser una corriente madura, debido a que la planicie de inundación se expande, formándose meandros después de eventos de lluvia.

La falta de una estructura de puente desde décadas pasadas la población sufre de una mala calidad de comunicación e intercambio de actividades propios de la zona, influyendo negativamente en su Desarrollo e Integración.

Actualmente el proyecto de un puente sobre el río “Cangalli”, es una expectativa para la población que forma parte del tramo Cangalli-Siraya; una implementación y mejoramiento de la infraestructura vial para la jurisdicción de la municipalidad provincial de El Collao.

1.2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

- ✓ ¿Cuál es la mejor alternativa de un puente sobre el río “Cangalli”, que mejorará la integración de los centros poblados del tramo Cangalli – Siraya, del distrito de llave, provincia El Collao?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ✓ ¿Cuáles son los estudios preliminares necesarios para plantear alternativas de puentes y ubicación adecuada sobre el río “Cangalli”, para mejorar la calidad de comunicación del tramo Cangalli-Siraya?
- ✓ ¿Entre puentes de concreto armado y de batería de alcantarillas metálicas corrugadas, cuál será la mejor alternativa técnico - económico para su construcción sobre el río “Cangalli” en el tramo Cangalli-Siraya?

- ✓ ¿Cómo es el diseño hidráulico y estructural de la mejor alternativa de puente, para su construcción sobre el río “Cangalli” en el tramo Cangalli-Siraya?

1.3. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Este proyecto se centra en el diseño hidráulico y estructural de la superestructura y subestructura, sin entrar en detalles para su etapa de proceso constructivo.

Se descarta los procesos para diseño de mezclas para concreto y evaluación de acero estructural; proponiéndose tentativamente para los cálculos la utilización de concreto de resistencia $f'c=175, 210, 280$ y 350 kg/cm^2 y acero de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, según sea el caso.

El proyecto únicamente pretende presentar las características importantes y el procedimiento de las etapas para plantear, analizar y diseñar puentes de concreto armado y con baterías de tuberías metálicas corrugadas, acorde a la normativa vigente.

1.4. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

El presente trabajo está dirigido a plantear, seleccionar y diseñar un puente sobre un río, previo a los resultados de los estudios preliminares.

Con el presente trabajo se pretende conocer e incentivar en el diseño de subestructura y superestructura de un puente, con la aplicación de la normativa vigente nacional e internacional y bibliografía existente referente a puentes de concreto armado y de batería de estructuras armadas con planchas de tuberías metálicas corrugadas.

Con el diseño del puente adecuado para cruzar el río “Cangalli”, se solucionara la problemática actual que sufre la población que utiliza el camino comprendido entre los centros poblados de Siraya y Cangalli, con el objeto de mejorar la calidad de comunicación.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. OBJETIVO GENERAL

- ✓ Diseñar la mejor alternativa de un puente sobre el río “Cangalli”, que mejorará la integración de los centros poblados del tramo Cangalli – Siraya, del distrito de llave, provincia El Collao.

1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Desarrollar estudios preliminares para plantear la ubicación y alternativas de puentes, de concreto armado y de batería de alcantarillas metálicas corrugadas, para cruzar el río “Cangalli”.
- ✓ Seleccionar a nivel de parámetros técnicos - económicos, la mejor alternativa entre puentes de concreto armado y de batería de alcantarillas metálicas corrugadas.
- ✓ Diseñar hidráulicamente y estructuralmente la superestructura y subestructura de la alternativa seleccionada.

Capítulo 2. MARCO TEÓRICO

2.1. ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA

2.1.1. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

El manual de diseño de puentes (MTC, 2003, p.10) indica que los estudios topográficos tienen como objetivo realizar trabajos en campo que permiten realizar los planos topográficos, proporcionar información de base para los estudios de hidrología, hidráulica, geología, geotecnia, así como para efectos del medio ambiente, comprendidos por lo menos a 100m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto); así mismo señala que en caso de puentes sobre curso de aguas deberá realizarse levantamiento detallado del fondo, señalando la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en condiciones de aguas máximas y mínimas (MTC, 2003, p.10).

La documentación se prepara para la ubicación del puente y sus accesos, así como también para los estudios de hidrología, hidráulica, geología, geotecnia, en ambos casos con curvas de nivel no mayor a 1 m.

2.1.2. ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

El Manual de Diseño de Puentes (MTC, 2003, p.12), señala que los objetivos de estos estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río, permitiendo así establecer lo siguiente:

- ✓ Ubicación óptima del cruce.
- ✓ Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- ✓ Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- ✓ Área de flujo a ser confinada por el puente.
- ✓ Nivel máximo de agua en la ubicación del puente.
- ✓ Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- ✓ Profundidades de socavación general, por contracción y local.
- ✓ Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- ✓ Obras de protección necesarias.
- ✓ Previsiones para la construcción del puente.

2.1.3. ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

Los estudios geológicos tienen por objetivo establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes, por otra parte los estudios geotécnicos tienen por objetivo establecer las características geotécnicas, es decir, la

estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables. (MTC, 2003, p.16)

Así mismo en el Manual de diseño de Puentes (MTC, 2003, p.16), indica que los estudios geológicos y geotécnicos comprenderán:

- ✓ Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.
- ✓ Descripción geomorfológica.
- ✓ Zonificación geológica de la zona.
- ✓ Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas.
- ✓ Definición de zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.
- ✓ Recomendación de canteras para materiales de construcción.
- ✓ Identificación y caracterización de fallas geológicas.
- ✓ Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- ✓ Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.
- ✓ Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- ✓ Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuada, así como parámetros geotécnicos preliminares para diseño del puente a nivel anteproyecto.

- ✓ Dependiendo de la envergadura del proyecto y del tipo de suelo se deberán realizar sondajes (perforaciones) complementadas con refracción sísmica, o excavaciones de verificación.
- ✓ Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

2.1.4. ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

En el Manual de Diseño de Puentes (MTC, 2003, p.23), señala que estos estudios tendrán como finalidad:

- ✓ Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñarán proyectos con mejoras ambientales y se evitará, atenuará o compensará los impactos adversos.
- ✓ Establecer las condiciones ambientales de la zona de estudio.
- ✓ Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente.
- ✓ Establecer el impacto que pueden tener las obras del puente y sus accesos sobre el medio ambiente, a nivel de los procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.
- ✓ Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

2.1.5. ESTUDIOS DE TRÁFICO

En el Manual de Diseño de Puentes (MTC, 2003, p.26), señalan que con el estudio de tráfico debe lograrse clasificar el tipo de vehículo para cada

estación y por sentido, vehículos totales para cada estación y por sentido, índice medio diario (I.M.D) por estación y sentido.

2.1.6. ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS

Con estos estudios se logran definir las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente (MTC, 2003, p.28), los mismos comprenden:

- ✓ **Diseño geométrico:** definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.
- ✓ **Características geométricas:** ancho de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.
- ✓ **Trabajos topográficos:** Levantamiento topográfico con curvas a nivel cada 1 m y con secciones transversales cada 10 ó 20 m, referenciación de los vértices (PI) de la poligonal definitiva y los puntos de principio (PC) o fin (PT) de las curvas.
- ✓ **Diseño de pavimentos:** determinación de las características geométricas y dimensiones técnicas del pavimento de los accesos, incluyendo la carpeta asfáltica, base y sub-base.
- ✓ **Diseño de señalización:** Ubicación de cada tipo de señal con su croquis respectivo.

2.1.7. ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS A NIVEL DE ANTEPROYECTO

Con estos estudios se prepara los anteproyectos en base a las condiciones naturales de la zona de emplazamiento del puente (estudios de ingeniería básica) y a las diversas soluciones técnicamente factibles, para

luego de una evaluación Técnico - Económica elegir la o las soluciones más convenientes, teniendo que definirse como mínimo el siguiente contenido:

(MTC, 2003, p.30)

- ✓ Longitud total y tipo de estructura
- ✓ Dimensiones de las secciones transversales típicas.
- ✓ Altura de la rasante y gálibo
- ✓ Tipo de estribos y cimentación, anotando las dimensiones básicas
- ✓ Longitud de accesos
- ✓ Procedimientos constructivos
- ✓ Metodologías principales de cálculo
- ✓ Metrados, costos estimados y presupuesto
- ✓ Plano topográfico de ubicación del puente con indicación de los puntos de referencia y niveles
- ✓ Criterios de Hidrología, Hidráulica y Geotecnia que justifique la solución adoptada.

2.2. HIDROLOGÍA

2.2.1. CUENCA HIDROGRÁFICA

Las cuencas hidrográficas se delimita sobre un plano o mapa de curvas de nivel siguiendo las líneas parteaguas, la cual es una línea imaginaria, que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación; el parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo. (Villón, 2002, p.21-22).

Con la delimitación de la cuenca se obtiene el área de la cuenca y el perímetro de la cuenca, para el análisis hidrológico.

A. ÍNDICE DE COMPACIDAD (ÍNDICE DE GRAVELIOUS)

El índice de compacidad de una cuenca, definida por Gravelious, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca (Villón, 2002, p.41), es decir:

$$K = \frac{\text{perímetro de la cuenca}}{\text{perímetro de un círculo de igual área}} = \frac{P}{P_0} \quad \dots (1)$$

Simplificando la ecuación anterior, se representa de la siguiente manera:

$$K = \frac{0.28 P}{\sqrt{A}} \quad \dots (2)$$

Donde:

- ✓ P = Perímetro de la cuenca
- ✓ A = Área de la cuenca.

El índice de compacidad expresa la influencia del perímetro y al área de una cuenca en la escorrentía, particularmente en las características del hidrograma (Villón, 2002, p.42).

- ✓ K = 1, la cuenca es de forma circular.
- ✓ K > 1, la cuenca es alargada, reduce la probabilidad de que sea cubierta por una tormenta, afectando al tipo de respuesta del río.
- ✓ K < 1, más probabilidad de ser cubierto por una tormenta, afectando al tipo de respuesta del río.

B. RECTÁNGULO EQUIVALENTE

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar la cuenca, de su forma heterogénea, a la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro, por consiguiente el mismo índice de Gravelious e igual distribución de alturas (Villón, 2002, p. 42).

El lado mayor L, se calcula con la siguiente expresión:

$$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right) \quad \dots (3)$$

Y el lado menor l, se calcula con la siguiente expresión

$$l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right) \quad \dots (4)$$

Donde:

- ✓ K: Índice de Gravelious
- ✓ A: Área de la cuenca

C. PENDIENTE DE LA CUENCA

La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante que tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea (Villón, 2002, p.49).

Para evaluar la pendiente de la cuenca existen diversos criterios, dentro de ellas el criterio del rectángulo equivalente que relaciona el desnivel total de la cuenca y el lado mayor del rectángulo equivalente, como se muestra a continuación:

$$S = H/L \quad \dots (5)$$

Donde:

- ✓ S: Pendiente de la cuenca.
- ✓ H: Diferencia entre la cota de la parte más alta y cota de la estación en aforo, en km.
- ✓ L: Lado mayor del rectángulo equivalente, en km.

D. PERFIL LONGITUDINAL DEL CAUCE

El perfil longitudinal, se obtiene ploteando la proyección horizontal del cauce versus su altitud. La importancia de conocer el perfil longitudinal del curso principal, radica en que nos proporciona una idea de las pendientes que tiene el cauce, en diferentes tramos de su recorrido (Villón, 2002, p.54).

E. PENDIENTE DEL CAUCE

(Villón, 2002, p.54) señala que el conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, para determinar las características óptimas para la solución de problemas de inundaciones. Existen diversos métodos para determinar la pendiente de un cauce, dentro de ellas está el método de la ecuación de Taylor y Schwarz, que considera que un río está formado por "n" tramos, con diferentes pendientes en cada tramo, de forma general estos autores recomiendan utilizar la siguiente ecuación:

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n Li}{\sum_{i=1}^n \frac{Li}{Si^2}} \right]^2 \quad \dots (6)$$

Donde:

- ✓ S: Pendiente media del cauce.
- ✓ L_i : Longitud del tramo "i".
- ✓ S_i : Pendiente del tramo "i"
- ✓ n: número de tramos.

2.2.2. FACTORES HIDROLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS QUE INCIDEN EN EL DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE DRENAJE

En el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011, p.20), señalan que los factores geológicos e hidrogeológicos que influyen en el diseño se refieren a la presencia de aguas subterráneas, naturaleza y condiciones de las rocas permeables y de los suelos.

2.2.3. EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

En el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011, p.21-22) señala: "Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño (...), tales como medidas de marcas de agua de crecidas importantes y análisis del comportamiento de obras existentes. La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro que permita a partir de esta información histórica la predicción de eventos futuros con el objetivo que los resultados sean confiables (...)".

2.2.4. PRECIPITACIÓN MEDIA EN UNA ZONA

Existen variedades de métodos para poder determinar la precipitación media para una zona de estudio, entre ellos:

A. MÉTODO DEL PROMEDIO ARITMÉTICO

Ecuación media aritmética (Pizarro *et. al.* 2003, p.35):

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n} \quad \dots (7)$$

Donde:

- ✓ P_m : Precipitación media del área de estudio [mm].
- ✓ P_i : Precipitación de la estación o isoyeta i [mm].
- ✓ n : Número de estaciones en análisis.

B. MÉTODO DEL POLÍGONO DE THIESSEN

Ecuación de polígono de thiesen (Pizarro *et. al.* 2003, p.35):

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n S_i * P_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad \dots (8)$$

Donde:

- ✓ P_m : Precipitación media del área de estudio [mm].
- ✓ P_i : Precipitación de la estación o isoyeta i [mm].
- ✓ S_i : Superficie de influencia de la estación i [km²].
- ✓ n : Número de estaciones en análisis.

C. MÉTODO DE LA INVERSA DE LA DISTANCIA AL CUADRADO

Ecuación de la inversa de la distancia al cuadrado (Pizarro *et. al.* 2003, p.35):

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n P_i * (1 / D_i^2)}{\sum_{i=1}^n (1 / D_i^2)} \quad \dots (9)$$

Donde:

- ✓ P_m: Precipitación media del área de estudio [mm].
- ✓ P_i: Precipitación de la estación o isoyeta i [mm].
- ✓ D_i: Distancia entre estación y celda correspondiente [km].
- ✓ n: Número de estaciones en análisis.

D. MÉTODO KRIGING

El método Kriging es un estimador de funciones lineales de un campo aleatorio que toma en cuenta la variabilidad espacial, a través de la covariancia, el semivariograma o la covariancia generalizada del proceso Z(x) (Collado, 1988, p.35), la precipitación media sobre un área está definida como:

$$P_m = \frac{1}{A} \int_A z(x) dx = \sum_{i=1}^n \lambda_i z(x_i) \quad \dots (10)$$

Donde: λ_i

- ✓ P_m: Precipitación media del área de estudio [mm].
- ✓ A: Área de la cuenca [km²].

- ✓ λ_i : Pesos ($i=1, \dots, n$) se determina de tal manera que valor esperado del estimador sea igual al valor esperado de la precipitación media.

2.2.5. MÉTODO VECTOR REGIONAL

El Método Vector Regional es un método de cálculo orientado a tres tareas definidas: La crítica de datos, la homogenización y la extensión - completación de datos de precipitación (Espinoza, 2005).

Método de mínimos cuadrados para encontrar los índices regionales anuales " Z_i " y la precipitación media extendida " P_j ".

$$\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M \left(\frac{P_{ij}}{P_i} - Z_i \right) \quad \dots (11)$$

Donde:

- ✓ i : Índice de año.
- ✓ j : Índice de estación.
- ✓ N : Número de años.
- ✓ M : Número de estaciones.
- ✓ P_{ij} : Precipitación anual en la estación j el año i .
- ✓ P_j : Precipitación media extendida al período de N años.
- ✓ Z_i : índice pluviométrico regional del año.

Dos métodos concurrentes fueron elaborados en el ORSTOM – IRD (Espinoza, 2005):

- ✓ El método de G. Hiez se basa en el cálculo de la moda (valor más frecuente).
- ✓ Mientras que el de Y. Brunet Moret se basa en el promedio, eliminando los valores demasiado alejados del promedio para evitar contaminar demasiado las estimaciones con datos evidentemente erróneos.

2.2.6. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS UTILIZANDO FACTORES DE FRECUENCIA

La magnitud X_T de un evento hidrológico puede representarse como la media μ más una desviación ΔX_T de la variable con respecto a la media (Chow, 1994, p.400).

$$x_T = \mu + \Delta x_T \quad \dots (12)$$

Donde:

- ✓ x_T : Magnitud de un evento hidrológico.
- ✓ μ : Media.
- ✓ Δx_T : Desviación con respecto a la media.
- ✓ Ecuación determinar desviación para (ΔX_T):

$$\Delta x_T = K_T \sigma \quad \dots (13)$$

Donde:

- ✓ Δx_T : Desviación con respecto a la media.
- ✓ K_T : Factor de frecuencia.
- ✓ σ : Desviación estandar.

Magnitud x_T de un evento hidrológico:

$$x_T = \mu + K_T \sigma \quad \dots (14)$$

Donde:

- ✓ X_T : Magnitud de un evento hidrológico.
- ✓ μ : Media.
- ✓ K_T : Factor de frecuencia.
- ✓ σ : Desviación estandar.

La ecuación anterior X_T , puede aproximarse como:

$$x_T = \bar{x} + K_T s \quad \dots (15)$$

Donde:

- ✓ x_T : Magnitud de un evento hidrológico.
- ✓ \bar{x} : Promedio de los eventos hidrológicos.
- ✓ K_T : Factor de frecuencia.
- ✓ s : Desviación estandar.

Así también la variable analizada $y = \log x$, aplica la misma ecuación a las estadísticas de los logaritmos de los datos:

$$y_T = \bar{y} + K_T s_y \quad \dots (16)$$

Donde:

- ✓ y_T : Logaritmo de la magnitud de un evento hidrológico.

- ✓ \bar{y} : Promedio de los logaritmos de los eventos hidrológicos.
- ✓ K_T : Factor de frecuencia.
- ✓ s_y : Desviación estandar de los logaritmos de los eventos hidrológicos.

A. DISTRIBUCIÓN NORMAL

(Chow, 1994, p.401) Ecuación para determinar factor frecuencia, con valor de “z” para una probabilidad de excedencia de P ($P=1/T$):

$$k_T \approx z = w - \frac{2.515517 + 0.802853 \times w + 0.010328 \times w^2}{1 + 1.432788 \times w + 0.189269 \times w^2 + 0.001308 \times w^3} \quad \dots (17)$$

Donde:

$$w: \quad w = \left[\ln \left(\frac{1}{P^2} \right) \right]^{1/2}, \quad \dots (18)$$

K_T : Factor de frecuencia.

P : Probabilidad de excedencia ($P=1/T$).

T : Periodo de retorno.

B. DISTRIBUCIÓN DE VALOR EXTREMO O GUMBEL

(Chow, 1994, p.402) Ecuación para determinar factor frecuencia, ecuación deducida por Chow (1953):

$$k_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \quad \dots (19)$$

Donde:

K_T : Factor de frecuencia.

T: Periodo de retorno.

C. DISTRIBUCIÓN LOG-PERSON TIPO III

Cuando coeficiente de asimetría $C_s=0$, el factor de frecuencia es igual a la variable normal estándar “z”

$$k_T = z \quad \dots (20)$$

Ecuación aproximada por Kite (1977), para determinar factor frecuencia cuando coeficiente de asimetría $C_s \neq 0$, (Chow, 1994, p.403).

$$k_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^3 - 1)k^3 - zk^4 + \frac{1}{3}k^5 \quad \dots (21)$$

Donde:

$$z: \quad z = w - \frac{2.515517 + 0.802853 \times w + 0.010328 \times w^2}{1 + 1.432788 \times w + 0.189269 \times w^2 + 0.001308 \times w^3} \quad \dots (22)$$

$$w: \quad w = \left[\ln \left(\frac{1}{P^2} \right) \right]^{1/2} \quad \dots (23)$$

K_T : Factor de frecuencia.

P: Probabilidad de excedencia ($P=1/T$).

T: Periodo de retorno.

2.2.7. PERIODO DE RETORNO Y VIDA ÚTIL DE ESTRUCTURAS

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia

de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible. (MTC, 2011, p. 23).

El riesgo de falla admisible en función del periodo de retorno y vida útil de la obra está dado por (MTC, 2011, p. 23):

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad \dots (24)$$

Donde:

- ✓ R: Riesgo.
- ✓ T: Periodo de retorno.
- ✓ n: vida útil de la estructura.

Así mismo el Manual de Hidrología y Drenaje (MTC, 2011, p.25), recomiendan utilizar los siguientes valores máximos para las obras de drenaje:

Tabla N° 1 Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**)
Puente (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes.	30
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas.	35
Drenaje de Plataforma (a nivel longitudinal).	40
Subdrenes.	40
Defensas Ribereñas.	25
- (*) Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias. - Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.	

- (**) Vida Útil considerado (n)
Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.
- *Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.*
- *El Propietario de una obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.*

Fuente: Tabla N° 02, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011, p.25)

2.2.8. INTENSIDAD

Ecuación método ILLA, la intensidad de lluvia que tiene una duración $t \geq 3$ horas, para un periodo de retorno “T” en años (MTC, 2011, p.48):

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)t^{n-1} \quad \dots (25)$$

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

$$P_{t,T} = a(1 + K \log T)t^n \quad \dots (26)$$

Ecuación método ILLA, la intensidad de lluvia que tiene una duración $t < 3$ horas, para un periodo de retorno “T” en años (MTC, 2011, p.49):

$$i_{t,T} = a(1 + K \log T)(t + b)^{n-1} \quad \dots (27)$$

De las ecuaciones anteriores se puede deducir:

- ✓ Intensidad de lluvia para $t \geq 3$ horas:

$$i_{(t,T)} = \frac{P_{t,T}}{t_g^n} (t)^{n-1} \quad \dots (28)$$

- ✓ Intensidad de lluvia para $t < 3$ horas:

$$i_{(t,T)} = \frac{P_{t,T}}{t_g^n} (t + b)^{n-1} \quad \dots (29)$$

Donde:

$P_{t,T}$: Precipitación máxima diaria anual.

a, b, K, T, n: Las constantes determinadas en el “Estudio de la Hidrología del Perú” realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI (Plano n.2-C), 1983, los mismos han sido publicado en el Reglamento Nacional de Edificaciones 2006.

Constante b (RNE, 2006, p.320547):

- ✓ 0.5 horas (Costa, centro y sur)
- ✓ 0.4 horas (Sierra)
- ✓ 0.2 horas (Costa norte y Selva)

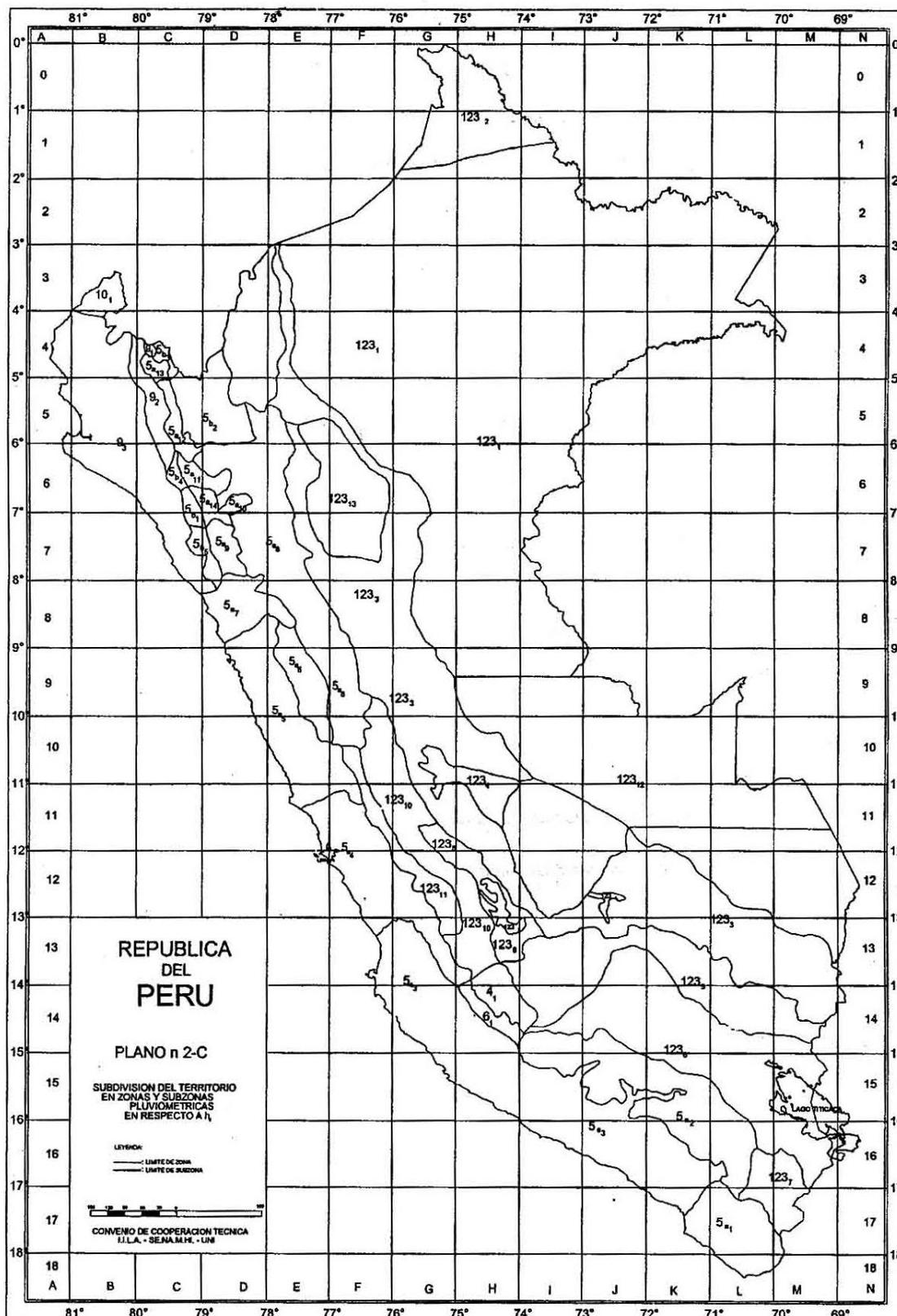
Variable tg (RNE, 2006, p.320547): duración de la lluvia diaria, en promedio 15.2 para Perú.

Tabla N° 2 Valores de los **parámetros a y n que junto con K**, definen las curvas de probabilidad pluviométrica en cada punto de las subzonas.

SUB ZONA	ESTACION	Nº TOTAL DE ESTACIONES	VALOR DE n	VALOR DE a
123 ₁	321-385	2	0.357	32.2
123 ₃	384-787-805	3	0.405	a = 37,85 - 0,0083 Y
123 ₁₃	244-193	2	0.432	
123 ₅	850-903	2	0.353	9.2
123 ₆	840-913-918	4	0.380	11.0
	958			
123 ₈	654-674-679	9	0.232	14.0
	709-713-714			
	732-745-752			
123 ₉	769	1	0.242	12.1
123 ₁₀	446-557-594	14	0.254	a = 3,01 + 0,0025 Y
	653-672-696			
	708-711-712			
	715-717-724			
	757-773			
123 ₁₁	508-667-719	5	0.286	a = 0,46 + 0,0023 Y
	750-771			
5a ₂	935-968	2	0.301	a = 14,1 - 0,078 D _c
5a ₅	559	1	0.303	a = -2,6 + 0,0031 Y
5a ₁₀	248	1	0.434	a = 5,80 + 0,0009 Y

Fuente: Tabla 3.b (RNE, 2006, p. 320548)

Figura N° 6 Mapa de subdivisión del territorio en zonas y subzonas pluviométricas



Fuente: Plano n.2-C (RNE, 2006, p.320547)

2.2.9. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Para determinar tiempo de concentración existen diferentes métodos entre ellos se tiene:

Tabla N° 3 Resumen de las ecuaciones de tiempo de concentración

Método y fecha	Fórmula para t_c (min)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385}$ L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, pies S = pendiente promedio de la cuenca, pies/pie	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 60(11.9L^3/H)^{0.385}$ L = longitud del curso de agua más largo, mi H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, pies	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California (U. S. Bureau of Reclamation, 1973, pp. 67-71).
Izzard (1946)	$t_c = \frac{41.025(0.0007i + c)L^{0.33}}{S^{0.333i^{0.667}}}$ i = intensidad de lluvia, pulg/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, pies S = pendiente de la trayectoria de flujo, pies/pie	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 500 .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 1.8(1.1 - C)L^{0.50}/S^{0.333}$ C = coeficiente de escorrentía del método racional L = longitud del flujo superficial, pies S = pendiente de la superficie, %	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{0.94L^{0.6}i^{0.6}}{(i^{0.4}S^{0.3})^n}$ L = longitud del flujo superficial, pies n = coeficiente de rugosidad de Manning i = intensidad de lluvia, pulg/h S = pendiente promedio del terreno, pies/pie	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto i (intensidad de lluvia) como t_c son desconocidos; la superposición de una curva de intensidad-duración-frecuencia da una solución gráfica directa para t_c .
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{100 L^{0.8} [(1,000/CN) - 9]^{0.7}}{1,900 S^{0.5}}$ L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), pies CN = número de curva SCS S = Pendiente promedio de la cuenca, %	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2,000 acres; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca.
Cartas de velocidad promedio del SCS (1975, 1986)	$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L}{V}$ L = longitud de la trayectoria de flujo, pies V = velocidad promedio en pies por segundo de la figura 3-1 del TR 55 para diferentes superficies	Las cartas de flujo superficial de la figura 3-1 del TR 55 muestran la velocidad promedio como una función de la pendiente del curso de agua y de la cubierta superficial. (Véase también la tabla 5.7.1)

Fuente: Tabla 15.1.2 Hidrología aplicada (Chow, 1994, p.513-514)

2.2.10. CAUDAL DE DISEÑO

A. MÉTODO RACIONAL

Del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011, p.49-52) se extrae los siguientes métodos:

- ✓ **MÉTODO RACIONAL.-** ecuación para cuencas con áreas menores a 10 km².

$$Q = 0,278 CIA \quad \dots (30)$$

Donde:

- ✓ Q: Descarga máxima de diseño (m³/s)
- ✓ C: Coeficiente de escorrentía.
- ✓ I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h).
- ✓ A: Área de la cuenca (Km²).

Tabla N° 4 Coeficiente de escorrentía del método racional (C)

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: Tabla Nro. 8 Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011, p.50)

- ✓ MÉTODO RACIONAL MODIFICADO.-

$$Q = 0,278 CIAK \quad \dots (31)$$

Donde:

- ✓ Q: Descarga máxima de diseño (m³/s)
- ✓ C: Coeficiente de escorrentía.
- ✓ I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h).
- ✓ A: Área de la cuenca (Km²).
- ✓ K: Coeficiente de uniformidad.

Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes:

Tiempo de concentración (T_c):

$$T_c = 0.3(L / S^{0.25})^{0.76} \quad \dots (32)$$

Donde:

- ✓ L= Longitud del cauce mayor (km)
- ✓ S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Coeficiente de Uniformidad (K):

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14} \quad \dots (33)$$

Donde:

- ✓ L= Longitud del cauce mayor (km)
- ✓ S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (k_A):

$$K_A = 1 - (\log_{10} A/15) \quad \dots (34)$$

Donde:

- ✓ A : Área de la cuenca (Km²)

Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P):

$$P = k_A P_d \quad \dots (35)$$

Donde:

- ✓ k_A : Factor reductor.
- ✓ P_d : Precipitación máxima diaria (mm).

Coeficiente de escorrentía (C):

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2} \quad \dots (36)$$

Donde:

- ✓ P_d : Precipitación máxima diaria (mm)
- ✓ P_o : Umbral de escorrentía = (5000 / CN).
- ✓ CN : Número de curva.

Número de curva:

a. Grupos de suelos:

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

- ✓ Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- ✓ Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- ✓ Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

b. Valores para número de curva (CN):

Tabla N° 5 Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana.

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena ²	45 25	66 55	77 70	83 77
Área abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Districtos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Fuente: Tabla N° 07 Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011, p.47)

2.3. DISEÑO HIDRÁULICO EN PUENTES

2.3.1. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011, p.87-98) fija las consideraciones para diseño hidráulico en puentes, en donde se debe de considerar la siguiente información básica:

A. ASPECTOS TOPOGRÁFICOS

Batimetría del cauce y zonas adyacentes, en donde se debe incluir niveles de agua actuales marcas de agua en estructuras existentes, el levantamiento topográfico no debe ser menor a 150 m aguas arriba y 150 m aguas abajo.

B. UBICACIÓN DEL PUENTE

La elección de la ubicación del puente debe ser la más óptima, desde el punto de vista hidráulico, geotécnico y de diseño vial; es decir debe ser tal, que el curso natural no afecte su estabilidad y a su vez el puente no produzca cambios morfológicos en el curso natural.

C. MUESTREO Y CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DEL LECHO.-

Para la caracterización del material de lecho, se realizará ensayos de gravedad específica y análisis granulométrico, las muestras se toman en por lo menos en cuatro puntos, dos en el eje del puente y a $0.5B$ y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del río, a una profundidad intermedia de acuerdo a las condiciones de excavación y la presencia de agua.

La elección del tamaño representativo para el cálculo de la socavación en cauces naturales, usualmente se realiza de la siguiente manera:

- ✓ Obteniendo el D_{50} de toda la distribución granulométrica, comúnmente considerado como el diámetro representativo de toda la distribución.
- ✓ También se utiliza el diámetro medio de la distribución mediante la siguiente relación.

$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{100} \quad \dots (37)$$

Donde:

- D_m : Diámetro medio de la distribución.
- D_i : Es el tamaño de la partícula en que el i (%) indica el porcentaje en peso de las fracciones de las partículas cuyo tamaño es menor o igual a ese diámetro D_i .
- Δp_i : Es el porcentaje en peso del material cuyo tamaño cae dentro del intervalo cuya marca de clase es D_i , para $i = 1 \dots n$ intervalos.

D. AVENIDA DE DISEÑO Y PERIODO DE RETORNO

Para obtener la avenida de diseño en el tramo fluvial de emplazamiento del puente, se deberá compatibilizar el período de retorno del evento hidrológico, con el riesgo admisible y la vida útil de la obra, el período de retorno debe ser superior a 100 años.

Para la estimación de la profundidad de socavación, el período de retorno mínimo deberá ser igual al utilizado en el diseño del puente y para un

caudal de no más de 500 años de periodo de retorno que es el caudal para verificar la estabilidad de la cimentación del puente.

E. GÁLIBO O ALTURA LIBRE

El gálibo definen como el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente proyectado, el objetivo del gálibo es dejar pasar las fluctuaciones de flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobrelevación del flujo, por efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, palizadas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente así mismo en la etapa de diseño de puentes, recomienda lo siguiente:

- ✓ Cuando existe evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, palizada u otros objetos voluminosos, el gálibo mínimo asociado al nivel de aguas máximas deberá ser, 2.5 m.
- ✓ En el caso que la corriente sea relativamente limpia, se considerará un gálibo de 2.0 m por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- ✓ En el caso de ríos navegables, la altura del gálibo se sujetará a lo establecido en el Manual de Diseño Geométrico 2014.

F. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE CAUCES NATURALES (“n” DE MANNING)

Cowan propone un método, según el cual el cálculo del coeficiente de rugosidad, puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = m_5 (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad \dots (38)$$

Donde:

- ✓ n_0 : Rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.
- ✓ n_1 : Rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.
- ✓ n_2 : Rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.
- ✓ n_3 : Rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.
- ✓ n_4 : Rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.
- ✓ m_5 : Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

Tabla N° 6 *Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n .*

Superficie del Canal	Tierra	n_0	0,020
	Roca		0,025
	Grava fina		0,024
	Grava gruesa		0,028
Irregularidad	Suave	n_1	0,000
	Menor		0,005
	Moderada		0,010
	Severa		0,020
Variación de la Sección	Gradual	n_2	0,000
	Ocasional		0,005
	Frecuente		0,010 – 0,015

Variación de la Sección	Gradual	n_2	0,000
	Ocasional		0,005
	Frecuente		0,010 – 0,015
Efecto de la Obstrucción	Despreciable	n_3	0,000
	Menor		0,010 – 0,015
	Apreciable		0,020 – 0,030
	Severo		0,040 – 0,060
Vegetación	Bajo	n_4	0,005 – 0,010
	Medio		0,010 – 0,025
	Alto		0,025 – 0,050
	Muy alto		0,050 – 0,1
Intensidad de Meandros	Menor	m_3	1,000
	Apreciable		1,150
	Severo		1,300

Fuente: Tabla 6.5 Hidráulica de tuberías y canales, (Rocha, 2007, p.273)

Para lechos de cauces naturales constituidos por material pedregoso, donde el sedimento es representado por un diámetro medio, recomiendan usar la ecuación de Stricker para la estimación de n_0 .

$$n_0 = 0.038D^{1/6} \quad \dots (39)$$

Donde:

- ✓ D : Diámetro representativo de la rugosidad superficial (m)

El diámetro D es equivalente al diámetro D_{65} , D_{90} o D_{95} dependiendo del acorazamiento del lecho. Particularmente, cuando los sedimentos ofrecen una granulometría gruesa y extendida, el diámetro medio de la coraza es cercano al D_{90} o D_{95} obtenido de la curva granulométrica original del lecho.

G. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA ALCANTARILLAS

(Carciente, 1985, p.402) Señala que el diseño no solo depende de la hidráulica del conducto, también se refiere:

- ✓ A la ubicación, alineamiento y pendiente que tendrá esta estructura.

- ✓ A la selección del tipo, forma del conducto y de sus instalaciones accesorias.
- ✓ Al estudio de los posibles daños que puede ocasionar la erosión de las aguas y a su remedio.
- ✓ A las condiciones de instalación del conducto.
- ✓ Al cálculo estructural bajo las cargas externas a que estará sometido.
- ✓ A la prevención de daños derivados de la corrosión.
- ✓ Al análisis de la obra desde los puntos de vista de la seguridad y la estética vial.
- ✓ A la justificación económica del diseño propuesto.

2.3.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO

A. CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO

Para el estudio de la capacidad hidráulica y el cálculo de la sobreelevación del nivel de agua, se realiza un cálculo en régimen permanente gradualmente variado, la cual permite calcular niveles de agua cuando la geometría fluvial es irregular. El modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo (MTC, 2011, p.100). El modelo se basa en la aplicación de la Ecuación de la Energía:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + E \quad \dots (40)$$

Donde:

- ✓ $Z_1 + P_n/\gamma$: Nivel del pelo de agua en los extremos del tramo (m)
- ✓ V_n : Velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo (m)
- ✓ α_1, α_2 : Coeficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada.
- ✓ g : Aceleración de la gravedad (m/s^2).
- ✓ E : Total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud L (m).

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

Un modelo muy empleado en nuestro medio es el HEC –RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System), actualmente muy utilizado para calcular parámetros hidráulicos para diseño de obras de cruce en cauces naturales desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers (MTC, 2011, p.101).

B. ESTIMACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

Para fines de estimación con el objetivo de diseño de puentes es usual adoptar un criterio conservador que consiste en calcular la máxima profundización posible del lecho, bajo una condición hidráulica dada (MTC, 2011, p.104).

Tabla N° 7 Ecuación para calcular socavación general

<p>Laursen (1995)</p>	<p>a) Socavación por contracción en lecho móvil:</p> $\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{k_1}$ <p>Hs-h2: Profundidad media de socavación por contracción, m. Hs: Profundidad media del flujo, m. h1: Profundidad media de flujo en el cauce principal, aguas arriba del puente, m. h2: Profundidad media de flujo en la sección contraída, m. Q1: Caudal aguas arriba, m3/s. Q2: Caudal en la sección contraída, m3/s. B1: Ancho del cauce aguas arriba, m. B2: Ancho del cauce en la sección contraída, restando ancho de pilares, m. K1: Exponente en función del modo de transporte de sedimentos</p> <p>b) Socavación por contracción en agua clara:</p> $H_s = \left(\frac{0.025Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2}\right)^{\frac{3}{7}}$ <p>Dm: Diámetro medio efectivo del material del lecho, m.</p>	<p>Socavación general incluyendo contracción por efecto del puente.</p>	<p>Considera los casos de socavación por efecto de contracción en lecho móvil o en agua clara. Es el método mas usado en los EUA(HEC-18, 1993, 1995)</p>
------------------------------	--	---	---

Fuente: (MTC, 2011, p.158)

C. ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

De la tabla N° 29, del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011) se extrae:

Tabla N° 8 Ecuaciones para calcular socavación local en estribos.

<p>Froehlich</p>	<p>a) Socavación en agua clara y en lecho móvil:</p> $\frac{y_s}{h_e} = 2.27K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. he: Profundidad media de flujo en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente, m. Kf: Coeficiente de corrección por forma de estribo. Kθ : Coeficiente función del ángulo de ataque. L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua, m. Fre: Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.</p>	<p>Socavación local en estribos</p>	<p>Ecuación basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de laboratorio para socavación en lecho móvil y en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo en las llanuras de inundación.</p>
<p>Hire (1993)</p>	$y_s = 4h \left(\frac{K_f}{0.55}\right) K_\theta F_r^{0.33}$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. h: Profundidad de flujo aguas arriba en el cauce principal, m. Fr: Número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie justo aguas arriba del estribo. Kf: Coeficiente de corrección por forma de estribo. Kθ : Coeficiente función del ángulo de ataque.</p>	<p>Socavación local en estribos</p>	<p>Ecuación desarrollada a partir de los datos obtenidos de otra ecuación del US ARMY de los EUA para la socavación que se produce en la punta de los espigones construidos en el río Mississippi.</p>

Fuente: (MTC, 2011, p.161)

D. ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAR

De la tabla N° 29, del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011) se extrae:

Tabla N° 9 Ecuaciones para calcular socavación local en pilar.

<p>Froehlich (1991)</p>	$y_s = 0.32K_f(a')^{0.62} h^{0.47} F_r^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. Kf: Factor de corrección por forma del pilar. a': Ancho proyectado del pilar, m. a: Ancho del pilar, m. h: Profundidad de flujo aguas arriba del pilar, m. Fr: Número de Froude, aguas arriba del pilar. D50: Diámetro de la partícula del lecho, m.</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).</p>
<p>CSU</p>	$\frac{y_s}{h} = 2.0K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{h}{a}\right)^{0.65} F_r^{0.43}$ <p>ys: Profundidad de socavación, m. h: Profundidad de flujo aguas arriba del pilar, m. Kf: Factor de corrección por forma del pilar. Kφ: Factor de corrección por ángulo de atauq del flujo. Kc: Factor de corrección por forma del lecho. Ka: Factor de corrección por acorazamiento del lecho. a: Ancho del pilar, m. Fr: Número de Froude, aguas arriba del pilar.</p>	<p>Socavación local en pilares</p>	<p>Ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilares tanto en agua clara como en lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio. Es el método más usado en los Estados Unidos de América (HEC-18, 1993, 1995) y es una de las dos que usa el programa HEC-RAS (1998).</p>

Fuente: Tabla 29 Fórmulas para el cálculo de la socavación de Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011, p.161)

2.3.3. DISEÑO HIDRÁULICO DE PUENTES DE BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS

El diseño de puentes con batería de alcantarillas metálicas corrugadas, para drenaje transversal en carreteras, depende de los estudios previos de hidrología, topografía e hidráulica (Carciente, 1985, p.389).

El diseño de alcantarillas no solo requiere de un conocimiento de la mecánica básica del flujo de los conductos cerrados, expresado en forma de ecuaciones que relacione el caudal con las dimensiones de la alcantarilla, sino también un procedimiento de cálculo que simplifique la aplicación de

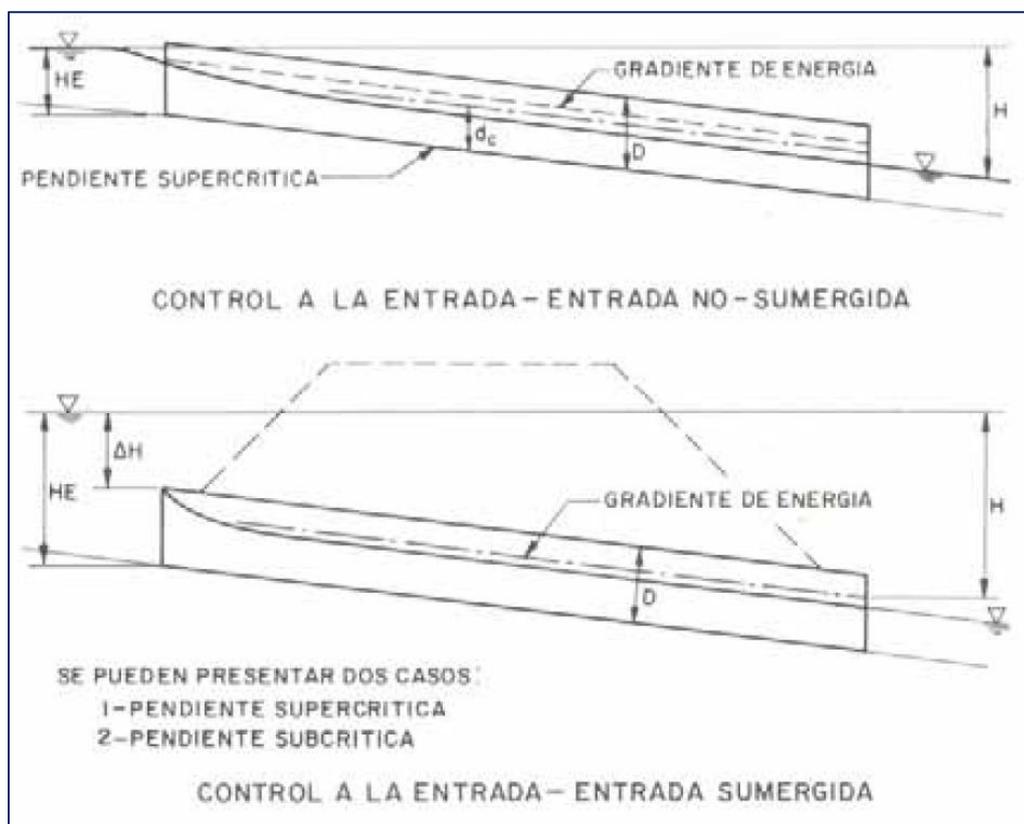
numerosas variables involucradas en dichas ecuaciones y permita relacionar la capacidad hidráulica del conducto con los requerimientos hidrológico (Carciente, 1985, p.394).

A. CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO

El escurrimiento de una alcantarilla depende de los factores: pendiente del lecho de la corriente aguas arriba y aguas abajo del lugar, pendiente del fondo de la alcantarilla, altura de embalse permitida a la entrada, tipo de entrada, rugosidad de las paredes de la alcantarilla (Carciente, 1985, p.391).

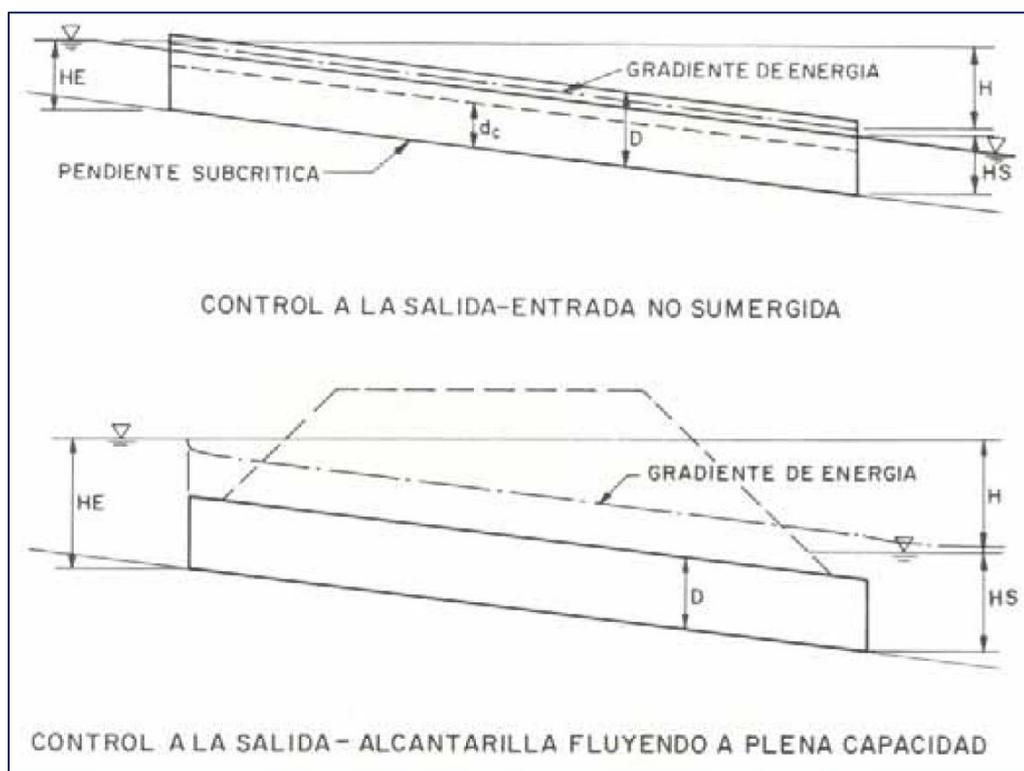
- ✓ **Gradiente de energía**, llamado también línea de carga total.
- ✓ **Gradiente hidráulico**, conocido también como línea de carga piezométrica.
- ✓ **Control a la entrada**, significa que la capacidad de la alcantarilla está regulada por la geometría de sección y por la altura de agua al conducto. Una alcantarilla que trabaja con control a la entrada recibe el nombre de alcantarilla hidráulica corta.
- ✓ **Control a la salida**, a los factores de regulación de la capacidad de la alcantarilla considerada anteriormente se añaden: la longitud, pendiente y rugosidad del conducto, pérdidas de carga a la entrada, y a veces la altura de agua a la salida. Las alcantarillas que trabajan con control a la salida recibe el nombre de alcantarilla hidráulicamente larga.

Figura N° 7 Alcantarillas con control a la entrada.



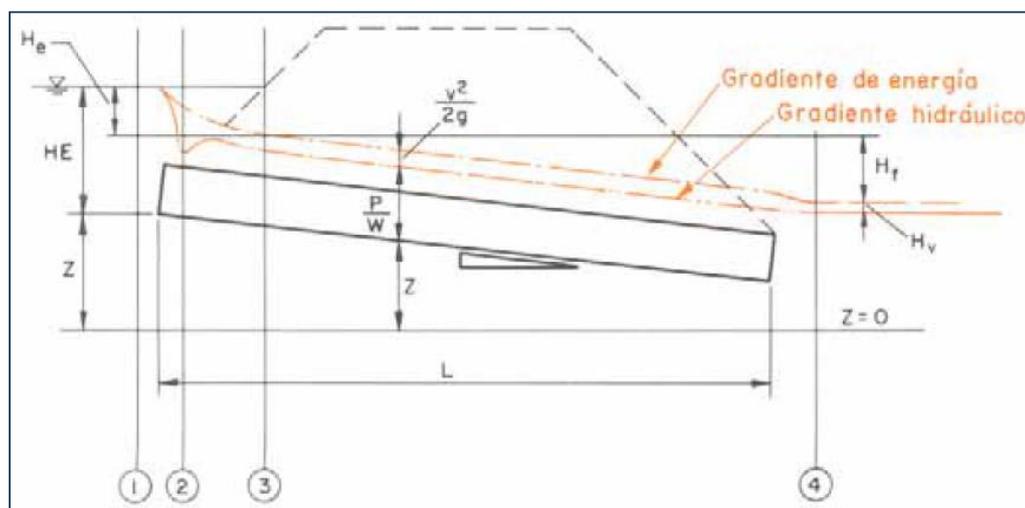
Fuente: Fig. VII-61 Carreteras - Estudio y Proyecto (Carciente, 1985, p.393)

Figura N° 8 Alcantarillas con control a la salida.



Fuente: Fig. VII-62 Carreteras - Estudio y Proyecto (Carciente, 1985, p.394)

Figura N° 9 Flujo a través de un canal cerrado



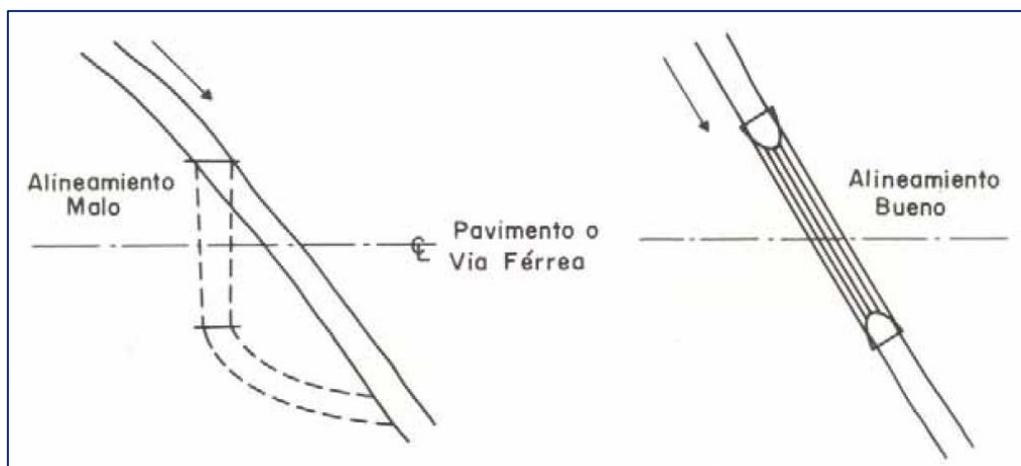
Fuente: Figura VII-58 Carreteras - Estudio y Proyecto (Carciente, 1985, p.392)

B. EMPLAZAMIENTO DE LAS ALCANTARILLAS

(Carciente, 1985, p.402) Existen tres factores importantes que deben tomarse en cuenta en la localización de una estructura de drenaje.

- ✓ **Alineamiento**, se logra un adecuado alineamiento cuando se logra adaptar a las condiciones topográficas del lugar.
- ✓ **Pendiente**, las estructuras de drenaje deben ser construidas con la misma pendiente del lecho del cauce.
- ✓ **Elevación**, las alcantarillas deben de colocarse preferiblemente con su fondo al ras del cauce y no más bajas. Cuando se requiere bajar el fondo del canal, es necesario reconformar también el lecho aguas abajo, ajustando a la nueva rasante y pendiente.

Figura N° 10 Alineamiento adecuado para puentes con alcantarillas de tubería metálica.



Fuente: VII-73 Carreteras - Estudio y Proyecto (Carciente, 1985, p.403)

C. USO DE LOS DISTINTOS TIPOS Y FORMA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS

Las alcantarillas metálicas generalmente son corrugadas, ya que esta condición aumenta la resistencia del material a los esfuerzos (Carciente, 1985, p.404).

En la sección 507 de las especificaciones generales para la construcción de carreteras (MTC, 2013), señala que para estructuras conformadas por planchas o láminas corrugadas de acero galvanizado en caliente, de más de 1.98 m de diámetro, el material y su formación debe cumplir con los requisitos establecidos en la especificación ASTM A-123, ASTM A-761, ASTM A-1011, y AASHTO M-167, los pernos con la especificación ASTM A-449 y ASTM A-307 Grado A, las tuercas deben de cumplir con la norma ASTM A 563 Grado C, según lo indicado en la ASTM A-761.

Tabla N° 10 Geometría y usos comunes de formas para planchas de acero y aluminio corrugado

STRUCTURE SHAPE GEOMETRY						
Shapes		Sizes=Span x Rise	Common Uses	Steel	Aluminum	Trade Name
Round		3' to 30'-6"	Culverts, storm sewers, aggregate tunnels, vehicular and pedestrian tunnels and stream enclosures. Functions well in all applications, but especially in those with high cover	x x		MULTI-PLATE BridgeCor Aluminum Structure Plate
Vertical Ellipse		4'-8" x 3'-2" to 23' x 27'-8"	Culverts, storm sewers, service tunnels, recovery tunnels and stream enclosures. Works well in higher cover applications.	x		MULTI-PLATE Aluminum Structure Plate
Underpass		12'-2" x 11'-0" to 20'-4" x 17'-9"	Offers efficient shape for passage of pedestrians or livestock, vehicular traffic and bicycles with minimal buried invert.	x		MULTI-PLATE Aluminum Structure Plate
Pipe-Arch		6'-1" x 4'-7" to 20'-7" x 13'-2"	Limited headroom. Has hydraulic advantages at low flow levels. Culverts, storm sewer, underpass and stream enclosures.	x		MULTI-PLATE Aluminum Structure Plate
Horizontal Ellipse		7'-4" x 5'-6" to 14'-11" x 11'-2"	Culverts, bridges, low cover applications, wide centered flow, good choice when poor foundations are encountered.	x		MULTI-PLATE Aluminum Structure Plate
Arch (single radius)		6' x 1'-10" to 34'-4" x 27'-2"	Low clearance, large waterway opening. Aesthetic shapes and open natural bottoms for environmentally-friendly crossings.	x x		MULTI-PLATE BridgeCor Aluminum Structure Plate
Arch (2-radius)		18'-5" x 8'-4" to 50'-7" x 19'-11"	Low clearance, large waterway opening. Aesthetic shapes and open natural bottoms for environmentally-friendly crossings.	x		BridgeCor
Low-Profile Arch*		19'-5" x 6'-9" to 43'-0" x 18'-8"	Culvert, storm sewers, low headroom and large opening. Bridge structures, stream enclosures. Aesthetic shapes and open natural bottoms for environmentally friendly crossings.	x		SUPER-SPAN SUPER-PLATE**
High-Profile *		20'-1" x 9'-1" to 33'-4" x 20'-0"	Culverts, storm sewers, bridges. Higher rise, large area opening. Open natural bottoms for environmentally friendly crossings.	x		SUPER-SPAN SUPER-PLATE
Horizontal Ellipse		19'-4" x 12'-9" to 37'-2" x 22'-2"	Larger culverts and bridges. Low headroom, wide-centered flow, good choice when poor foundations are encountered.	x		SUPER-SPAN SUPER-PLATE
Pear-Arch		23'-11" x 23'-4" to 30'-4" x 23'-10"	Railroad underpasses or large clearance areas. Open natural bottoms for environmentally friendly crossings.	x		SUPER-SPAN
Pear		23'-8" x 23'-3" to 29'-11" x 31'-3"	Railroad underpasses or large clearance areas.	x		SUPER-SPAN

Fuente: STRUCTURE SHAPE GEOMETRY, Structural Plate Design Guide (CONTECH, 2015)

D. VELOCIDAD DE SALIDA EN ALCANTARILLAS

Cálculo de la velocidad de salida, la velocidad promedio de salida puede aproximarse calculando la velocidad para el conducto trabajando como canal abierto, mediante la fórmula de Manning.

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \dots (41)$$

$$R = A/P \quad \dots (42)$$

$$Q = V A \quad \dots (43)$$

Donde:

- ✓ Q: Caudal (m³/s)
- ✓ V: Velocidad media de flujo (m/s)
- ✓ A: Área de la sección hidráulica (m²)
- ✓ P: Perímetro mojado (m)
- ✓ R: Radio hidráulico (m)
- ✓ S: Pendiente de Fondo (m/m)
- ✓ n: Coeficiente de Manning

E. MATERIAL SOLIDO DE ARRASTRE

El manual de hidrología, hidráulica y drenaje (MTC, 2011), señala que durante el diseño de la alcantarilla, se pueden adoptar todo tipo de medidas para evitar estos problemas, en primer lugar se puede evitar la acumulación de palizada y material sólido mediante la construcción de obras adicionales, como disipadores o cámaras especiales que permitan retener sólidos, desperdicios y ramas, para luego efectuar su limpieza. Otra alternativa es dejar pasar los sólidos, desperdicios y ramas mediante la construcción de alcantarillas de mayor sección hidráulica acorde al estudio puntualizado de la cuenca de aporte. Se recomienda en lo posible, no modificar la pendiente natural del curso de agua a lo largo de la alcantarilla.

F. BORDE LIBRE

En el manual de hidrología, hidráulica y drenaje (MTC, 2011, p.79), recomiendan que el borde libre de una alcantarilla previo al diseño hidráulico debe de considerarse como mínimo el 25 % de la altura, diámetro o flecha de la estructura, esto para evitar su riesgo de obstrucción, para no afectar la capacidad hidráulica.

G. ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN EN ALCANTARILLAS

Ecuación para suelos granulares (FHWA, 2006, p.5-1):

$$\left[\frac{h_s}{R_c}, \frac{W_s}{R_c}, \frac{L_s}{R_c}, \frac{V_s}{R_c^3} \right] = C_s C_h \left(\frac{\alpha}{\sigma^{1/3}} \right) \left(\frac{Q}{\sqrt{g}(R_c^{2.5})} \right)^\beta \left(\frac{t}{316} \right)^\theta \quad \dots (44)$$

Donde:

- ✓ h_s : Profundidad de socavación a la salida, m
- ✓ W_s : Ancho de la socavación, m
- ✓ L_s : Longitud de la socavación, m
- ✓ V_s =: Volumen aproximado de socavación, m³
- ✓ R_c : Radio hidráulico (funcionando lleno la alcantarilla)
- ✓ Q : Caudal de diseño, m³/s
- ✓ g : Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s²
- ✓ t : Duración del caudal pico
- ✓ σ : Desviación estándar del material del lecho = $(D_{84}/D_{16})^2$

Valores de α , β , θ :

Tabla N° 11 Coeficientes α , β , θ , para socavación en salida de alcantarillas en suelos granulares

	h_s	W_s	L_s	V_s
α	2.27	6.94	17.1	127.08
β	0.39	0.53	0.47	1.24
θ	0.06	0.08	0.1	0.18

Fuente: Tabla 5.1 (FHWA, 2006, p.5-2)

Corrección por pendiente (C_s):

Tabla N° 12 Valores de C_s , para corrección por pendiente en socavación de alcantarillas de suelos granulares

Slope %	Depth	Width	Length	Volume
0	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.03	1.28	1.17	1.30
5	1.08	1.28	1.17	1.30
>7	1.12	1.28	1.17	1.30

Fuente: Tabla 5.3 (FHWA, 2006, p.5-3)

Corrección por altura (C_h):

Tabla N° 13 Valores de C_h , para corrección por altura de caída en socavación de alcantarillas de suelos granulares.

H_d^1	Depth	Width	Length	Volume
0	1.00	1.00	1.00	1.00
1	1.22	1.51	0.73	1.28
2	1.26	1.54	0.73	1.47
4	1.34	1.66	0.73	1.55

¹ H_d is the height above bed in pipe diameters.

Fuente: Tabla 5.2 (FHWA, 2006, p.5-3)

H. ELEMENTOS DE PROTECCIÓN A LA SALIDA DE ALCANTARILLAS

Si la velocidad del flujo a la entrada y particularmente a la salida de la alcantarilla es alta, puede producir procesos de socavación local que afecte su estabilidad, por ello, se recomienda la protección del cauce natural

mediante la construcción de emboquillados de piedra, enchapado de rocas acomodadas u otros tipos de revestimientos, los cuales deberán extenderse hasta zonas donde la socavación local no tenga incidencia sobre la protección (MTC, 2011, p.80).

Con la fórmula de Laushey se calcula el diámetro medio de los elementos de protección a la salida de alcantarillas en función del flujo.

$$d_{50} = \frac{V^2}{(3.1 g)} \quad \dots (45)$$

Donde:

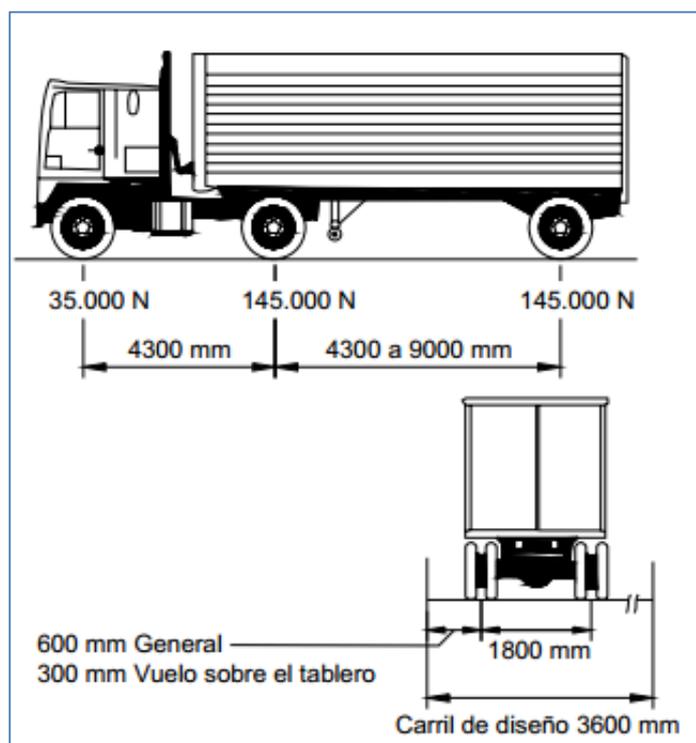
- ✓ d_{50} : Diámetro medio de los elementos de protección (m)
- ✓ V : Velocidad media del flujo a la salida de la alcantarilla (m/s)
- ✓ g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

2.4. DISEÑO ESTRUCTURAL EN PUENTES

2.4.1. SOLICITACIONES DE CARGA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

- ✓ **CARGA MUERTA.**- Se define a los componentes de la superestructura (Losa, Vigas, Barandas, Bordillo).
- ✓ **CARGA VIVA.**- Está conformada por los camiones estándares o líneas de cargas que son equivalentes a trenes de camiones. Las líneas de cargas se definen como una carga uniforme por metro lineal y/o cargas concentradas (uno o dos); el manual de diseño de puentes recomiendan diseñar los elementos de un puente con el camión AASHTO LRFD (HL 93).

Figura N° 11 Camión HL 93 de diseño AASTHO LRFD



Fuente: Figura 3.6.1.2.2-1 (AASHTO-LRFD, 2007, p.3-26)

- ✓ **Carga de Impacto.-** La carga de impacto está asociada a la interacción de las cargas móviles con la superestructura del puente, esta interacción produce vibraciones y aumenta los esfuerzos en los materiales.
- ✓ **Fuerzas Longitudinales.-** Son fuerzas que actúan en la dirección longitudinal del puente, en la dirección del tráfico. Estas fuerzas se generan por el frenado repentino de los vehículos o por desaceleración repentina de los mismos. Las fuerzas longitudinales están relacionadas con la segunda ley de Newton:

$$F = m \cdot dv / dt \quad \dots (46)$$

- ✓ **Cargas de Viento.-** Son fuerzas que actúan longitudinalmente y transversal en los puentes, que dependen de diferentes factores como velocidad de viento, ángulo de ataque y forma del puente.

- ✓ **Empuje de Tierras.-** Los estribos y otras partes de la estructura que retienen deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones.
- ✓ **Empuje de Agua y Subpresiones.-** Todos los pilares y estribos están sujetos al empuje de agua deberán ser diseñados para resistir los esfuerzos más desfavorables en las condiciones de aguas máximas y mínimas.
- ✓ **Cargas de Sismo.-** Los alcances del manual de diseño de puentes se aplican a puentes con una luz total no mayor que 150 m y cuya superestructura este compuesto por losas, vigas T o cajón, o reticulados. No se requerirá considerar acciones de sismo sobre alcantarillas y otras estructuras totalmente enterradas (MTC, 2003, p.62).

2.4.2. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

La sollicitación mayorada se toma como (AASHTO-LRFD 2007, p.3-10):

$$Q = \sum n_1 \cdot \gamma_1 \cdot Q_1 \quad \dots (47)$$

Donde:

- ✓ n_1 = modificador de las cargas
- ✓ Q_1 = sollicitación
- ✓ γ_1 = factor de carga

2.4.3. ESTADOS LIMITES

- ✓ **RESISTENCIA I –** Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

- ✓ RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- ✓ RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- ✓ RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- ✓ RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- ✓ EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.
- ✓ EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
- ✓ SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.
- ✓ SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

- ✓ SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- ✓ SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- ✓ FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

Tabla N° 14 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC	LL								Usar sólo uno por vez			
	DD	IM					TU			EQ	IC	CT	CV
Estado Límite	DW	CE				FR	CR	TG	SE				
	EH	BR	WA	WS	WL		SH						
	EV	PL											
	ES	LS											
	EL												
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Tabla 3.4.1-1 (AASHTO-LRFD 2007, p.3-16).

Tabla N° 15 Factores de Carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90	
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45	
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65	
EH: Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo 	1,50	0,90	
		1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00	
EV: Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 			
		1,00	N/A
		1,35	1,00
		1,30	0,90
		1,35	0,90
		1,95	0,90
		1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75	

Fuente: Tabla 3.4.1-2 (AASHTO-LRFD 2007, p.3-16).

2.4.4. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

Requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad \dots (48)$$

Para el cual:

$$n = n_D n_R n_I > 0.95 \quad \dots (49)$$

Donde:

- ✓ γ_i = factor de carga
- ✓ ϕ = factor de resistencia
- ✓ n = factor que relación a la ductilidad, redundancia e importancia operativa.
- ✓ n_D = factor relacionado con la ductilidad

- ✓ n_R = factor relacionado con la resistencia
- ✓ n_I = factor relacionado con la importancia operativa
- ✓ Q_I = Solicitación
- ✓ R_n = Resistencia nominal
- ✓ R_r = Resistencia mayorada = ϕR_n

2.4.5. DUCTILIDAD

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

- ✓ $n_d = 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles.
- ✓ $n_d = 0.95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las especificaciones.
- ✓ $n_d = 1.00$ para los demás estados límites.

2.4.6. REDUNDANCIA

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

- ✓ $n_r = 1.05$ para elementos no redundantes.
- ✓ $n_r = 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia.
- ✓ $n_r = 1.00$ para los demás estados límites.

2.4.7. IMPORTANCIA OPERATIVA

Aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia:

- ✓ $n_i = 1.05$ para puentes importantes.
- ✓ $n_i = 0.95$ para puentes de relativamente poca importancia
- ✓ $n_i = 1.00$ para puentes típicos y demás estados límites

2.4.8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se usa cualquier método de análisis que satisfaga los requerimientos de equilibrio y compatibilidad y utilicen las relaciones esfuerzo – deformación de los materiales (MTC, 2003, p.83):

- ✓ Método clásico de desplazamiento y fuerzas.
- ✓ Método de diferencias finitas.
- ✓ Método de elementos finitos.

- ✓ Método de Placas plegadas.
- ✓ Método de Franjas finitas.
- ✓ Método de analogía de emparrillado.
- ✓ Método de Línea de fluencia.
- ✓ A responsabilidad del diseñador se implementa programa computacional para el análisis estructural.

2.4.9. DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA

A. PERALTES MÍNIMOS

Profundidades mínimas para superestructura de profundidad constante.

Tabla N° 16 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Fuente: Tabla 2.5.2.6.3-1 (AASHTO-LRFD 2007, p.2-15).

B. RESISTENCIA LA FLEXIÓN

Resistencia a la flexión mayorada Mr:

$$M_r = \phi M_n \quad \dots (50)$$

Donde:

- ✓ M_n = resistencia nominal
- ✓ ϕ = factor de resistencia

C. ANCHO DE FAJA EQUIVALENTE PARA PUENTES TIPO LOSA CON ARMADURA PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO

El ancho equivalente de las fajas longitudinales tanto para corte como para momento con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, incluyendo el efecto de presencia múltiple, es:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} \quad \dots (51)$$

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con más de un carril cargado, es:

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad \dots (52)$$

Donde:

- ✓ E = ancho equivalente (mm)
- ✓ L_1 = menor valor (mm) entre longitud real y 18m

- ✓ W_1 = menor valor (mm) entre ancho real y 18m para carga en múltiples carriles o 9m para carga en un solo carril
- ✓ W = ancho físico entre los bordes del puente (mm)
- ✓ N_L = número de carriles de diseño

Para obtener la carga por unidad de ancho de la faja equivalente, se divide la carga total en un único carril de diseño por el ancho de faja calculado.

D. ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN

En la parte inferior de las losas se dispondrá armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

$$\begin{aligned} \text{Si la armadura principal es paralela al tráfico} & : \frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\% \\ \text{Si la armadura principal es perpendicular al tráfico} & : \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \end{aligned}$$

Donde:

- ✓ S = longitud de tramo efectiva (mm). Distancia entre cara y cara, para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas. Para losas apoyadas sobre vigas de concreto o metálicas: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.

E. ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

En componentes de espesor menor que 1.20 m:

$$A_s \geq 0.756 A_g / f_y \quad \dots (53)$$

Elementos de espesor mayor que 1.20 m:

$$\Sigma A_b \geq \frac{s(2d_c + d_b)}{100} \quad \dots (54)$$

Donde:

- ✓ A_g = área bruta de la sección (mm²)
- ✓ f_y = tensión de fluencia de las barras de armadura (MPa)
- ✓ A_b = mínima área de las barras (mm²)
- ✓ s = separación de las barras (mm)
- ✓ d_c = profundidad del recubrimiento medida desde la fibra extrema hasta el centro de la barra más próximo a la misma (mm)
- ✓ d_b = diámetro de la barra (mm)

F. LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN MEDIANTE DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

Deben dimensionarse de manera que en estado límite de servicio la tensión de tracción en las armaduras de acero no pretensado no sea mayor que f_{sa} :

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y \quad \dots (55)$$

Donde:

- ✓ d_c = altura de concreto desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra.
- ✓ A = área del concreto
- ✓ Z = parámetro relacionado con el ancho de fisura

G. ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA EN CARAS LATERALES

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad \dots (56)$$

Donde:

- ✓ A_{ps} = área de acero del pretensado (mm^2)
- ✓ A_s = área de la armadura de tracción no pretensada (mm^2)

H. LÍMITES PARA EL REFUERZO

Refuerzo Máximo.- La cantidad máxima de refuerzo pretensado y no pretensado será tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad \dots (57)$$

Donde:

- ✓ c = distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

- ✓ d_e = profundidad efectiva correspondiente desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tensión en el refuerzo a tensión.

Refuerzo Mínimo.- La cantidad de refuerzo de pretensado y no pretensado será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada M_r superior o igual al menor valor de:

- ✓ 1.2 veces la resistencia de rotura determinada en base a una distribución de esfuerzos elásticos y el módulo de ruptura f_r del concreto.
- ✓ 1.33 veces el momento factorado requerido por las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia aplicable.

I. FACTORES DE RESISTENCIA

Tabla N° 17 Factores de Resistencia ϕ , para construcción convencional

• Para flexión y tracción del hormigón armado.....	0,90
• Para flexión y tracción del hormigón pretensado.....	1,00
• Para corte y torsión:	
hormigón de densidad normal	0,90
hormigón de baja densidad	0,70
• Para compresión axial con espirales o zunchos: a excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite correspondiente a evento extremo	0,75
• Para apoyo sobre hormigón.....	0,70
• Para compresión en modelos de bielas y tirantes.....	0,70
• Para compresión en zonas de anclaje: hormigón de densidad normal	0,80

Fuente: Artículo 5.5.4.2. (ASTHO LRFD 2007, p.5-29)

J. ANCLAJES DE LAS ARMADURAS

BARRAS Y ALAMBRES CORRUGADOS EN TRACCIÓN, La longitud de anclaje en tracción l_d se toma como el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción l_{db} y el factor o factores de modificación especificados. La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 300mm, excepto para empalmes solapados y anclajes de la armadura de corte.

BARRAS Y ALAMBRES EN COMPRESIÓN, La longitud de anclaje en compresión l_d no será menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en compresión l_{db} y los factores de modificación especificados, ni menor que 200mm.

K. SEPARACIÓN DE BARRAS DE ARMADURA

✓ SEPARACIÓN MÍNIMA:

Para el concreto colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que 1.5 veces el diámetro nominal de las barras, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o 3.8 cm.

Para el concreto prefabricado en planta bajo condiciones controladas, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que el diámetro nominal de las barras, 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso o 2.5 cm.

✓ SEPARACIÓN MÁXIMA:

La separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que 1.5 veces el espesor del elemento o 45 cm.

L. RECUBRIMIENTOS

Tabla N° 18 Recubrimiento para armaduras principales no protegidas (mm)

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

Fuente: *Tabla 5.12.3-1 (AASHTO LRFD, 2007, p.5-177)*

M. ARMADURA TRANSVERSAL

Se evalúan:

- ✓ Regiones que requieren estribos
- ✓ Mínima armadura transversal
- ✓ Máxima separación de la armadura transversal

- ✓ Tensión de corte en el Concreto
- ✓ Resistencia al corte mayorada V_r
- ✓ Resistencia Nominal al Corte V_n
- ✓ Procedimiento simplificado para la determinación β y φ en secciones pretensadas.

N. FATIGA

Se evalúan:

- ✓ Carga de Fatiga, La carga de fatiga será un camión de diseño como lo especificado, pero con una separación constante de 9.0 m entre los ejes de 14.8 T. A la carga de fatiga se le deberá aplicar el respectivo incremento por carga dinámica.
- ✓ Estado Limite de Fatiga, Se usará la sección fisurada cuando la sumatoria de las tensiones debidas a las cargas permanentes no mayoradas y tensiones de pretensado, más 1.5 veces la carga de fatiga, de por resultado una tensión de tracción mayor que $0.25\sqrt{f'_c}$.

O. BARRERAS DE CONCRETO

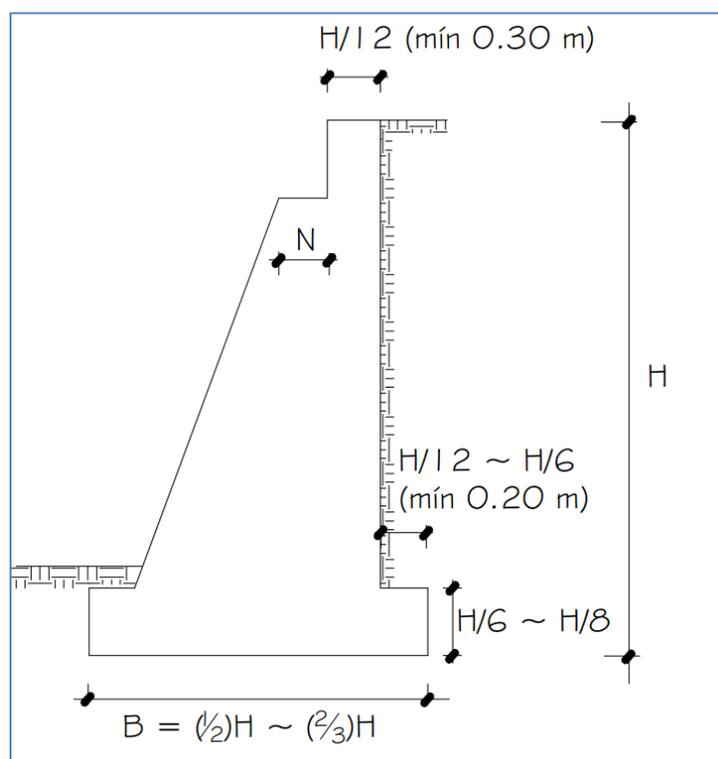
El propósito de una barrera de concreto en el caso de una colisión vehicular es redirigir el vehículo de una manera controlada. La barrera debe ser adecuada para resistir el impacto inicial de la colisión y seguir siendo eficaz en la reorientación del vehículo, debiendo por ello cumplir requisitos de resistencia y geometría.

2.4.10. DISEÑO DE ESTRIBO (SUBESTRUCTURA)

A. PREDIMENSIONAMIENTO

- ✓ **DE GRAVEDAD.**- Los estribos de gravedad son macizos que utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno y otras cargas. No necesitan refuerzo y son adecuados cuando el terreno es de buena capacidad portante y la altura a cubrir no es superior a 6 metros. No son admitidas tracciones en cualquier sección del estribo.

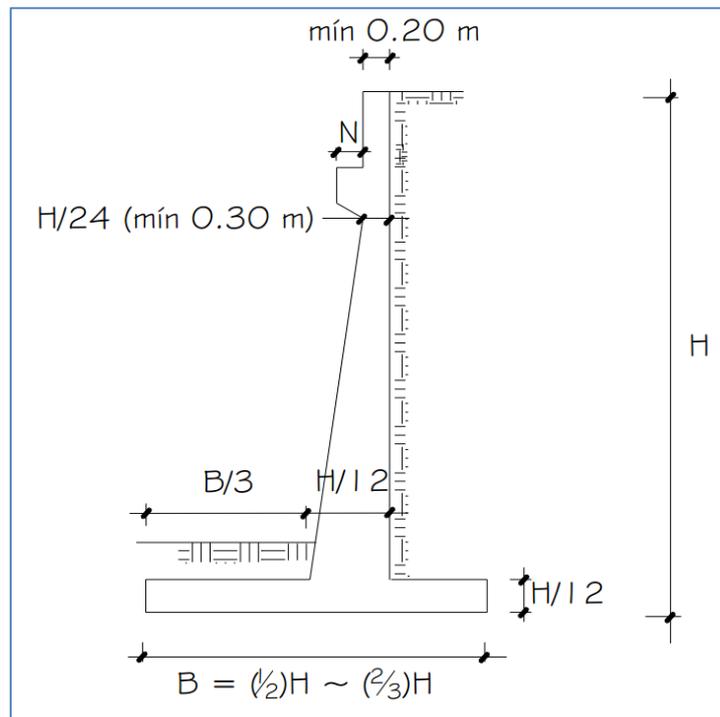
Figura N° 12 Estribo de gravedad de concreto simple



Fuente: Puentes con AASHTO-LRFD 2010 (Rodríguez, 2012, p.V-1)

- ✓ **EN VOLADIZO (CONCRETO ARMADO).**- Son económicos cuando su altura está entre 4 y 10 metros. Adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante y cuando los agregados son escasos o el transporte de los mismos no es económico.

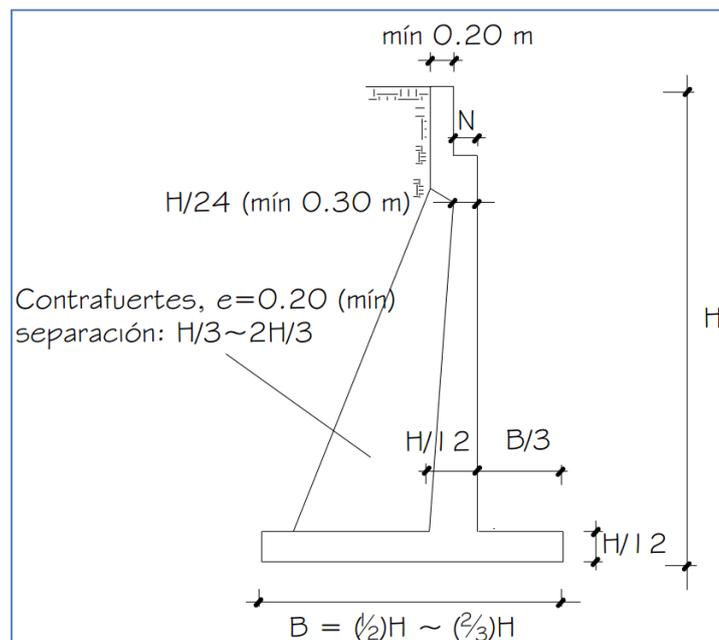
Figura N° 13 **Estribo en Voladizo**



Fuente: Puentes con AASHTO-LRFD 2010 (Rodríguez, 2012, p.V-2)

- ✓ **ESTRIBOS CON PANTALLA Y CONTRAFUERTES (CONCRETO ARMADO).**- En este caso la pantalla vertical no se encuentra en voladizo sino más bien apoyada en los contrafuertes y el cimiento.

Figura N° 14 **Estribo con pantalla y contrafuertes**



Fuente: Puentes con AASHTO-LRFD 2010 (Rodríguez, 2012, p.V-3)

B. EMPUJE DE SUELO

Se consideran:

- ✓ EH: Empuje horizontal del suelo
- ✓ ES: sobrecarga de suelo
- ✓ LS: sobrecarga viva
- ✓ DD: fricción negativa

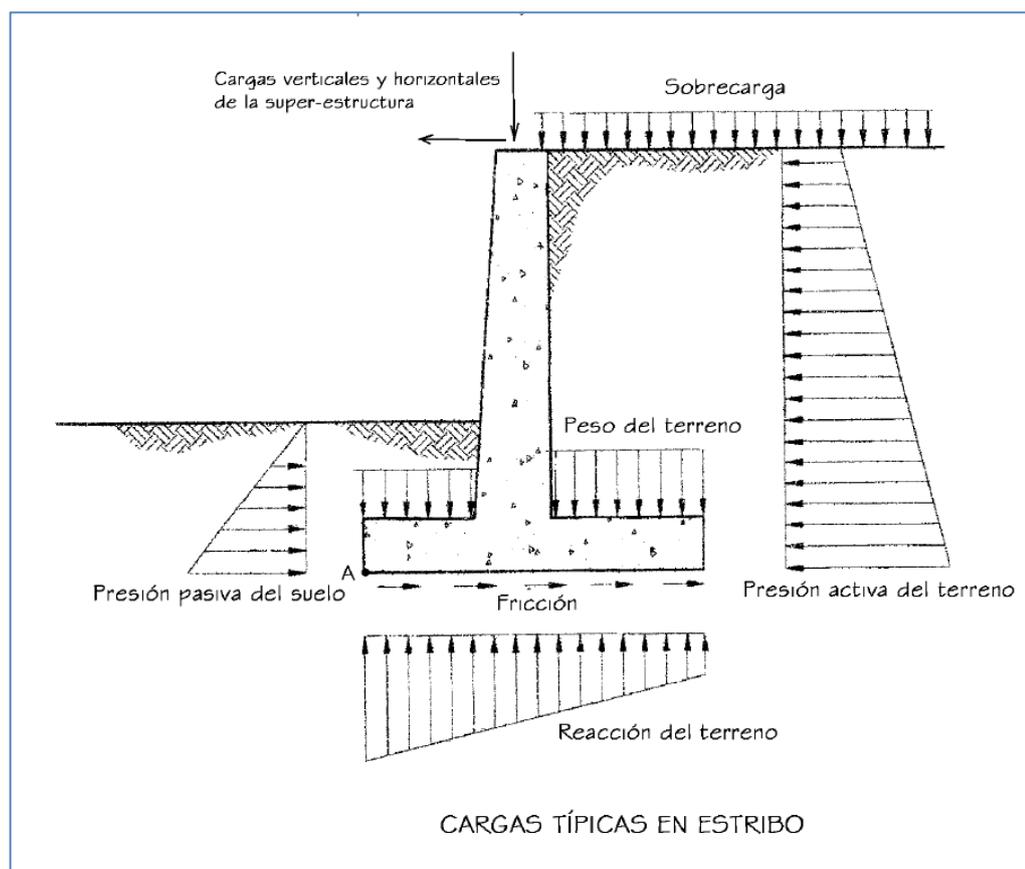
C. CARGAS DE DISEÑO

Las cargas a considerar, en general son:

- ✓ Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto
- ✓ El peso propio del estribo y del relleno.
- ✓ El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- ✓ Viento ejercido sobre la estructura y sobre la carga viva, que se transmite a través del apoyo fijo.
- ✓ Fuerza por el empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.
- ✓ Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos.
- ✓ Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos.

- ✓ Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.

Figura N° 15 Cargas Típicas de diseño en Estribos



Fuente: Puentes con AASHTO-LRFD 2010 (Rodríguez, 2012, p.V-8)

D. CONSIDERACIONES DE ESTABILIDAD

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

E. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

La presión lateral del terreno en estructuras de retención, es amplificada en caso de sismos debido a la aceleración horizontal de la masa retenida de terreno. En caso de estructuras de retención altas ($H > 10$ m) como es el caso

de estribos, las cargas sísmicas deben contemplarse, usándose a menudo la solución de Mononobe-Okabe.

El método de Mononobe-Okabe es un método pseudo-estático que desarrolla una presión de fluido estática equivalente para modelar la presión sísmica del terreno sobre el muro. Es aplicable cuando:

- ✓ El muro no está restringido y es capaz de deformar lo suficiente para accionar la presión activa del terreno retenido.
- ✓ El terreno de relleno es no cohesivo y no saturado.
- ✓ La cuña activa de suelo que define la superficie de falla y carga el muro, es plana.
- ✓ Las aceleraciones son uniformes a través de la masa de suelo retenido.

2.4.11. DISEÑO DE PILAR CENTRAL (SUBESTRUCTURA)

A. REFUERZO MÁXIMO Y MÍNIMO EN MIEMBROS A COMPRESIÓN

La máxima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08 \quad \dots (58)$$

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f_c} \leq 0.30 \quad \dots (59)$$

La mínima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0.135 \quad \dots (60)$$

Donde:

- ✓ A_{ps} = área de acero del pretensado
- ✓ A_s = área de la armadura de tracción no pretensada
- ✓ A_g = área bruta de la sección
- ✓ f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado
- ✓ f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura
- ✓ f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días
- ✓ f_{pe} = tensión de pretensado efectiva

B. EVALUACIÓN APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

Para los elementos desplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{KL_u}{r} < 22 \quad \dots (61)$$

Para los elementos que no se desplazan, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{KL_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots (62)$$

Siendo M_1 y M_2 el menor y mayor momento de extremo respectivamente, y el término (M_1/M_2) positivo para flexión de curvatura única.

C. RESISTENCIA AXIAL

La resistencia axial mayorada de los elementos comprimidos de hormigón armado simétricos respecto de ambos ejes principales se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad \dots (63)$$

Donde:

- ✓ P_r = resistencia axial mayorada, con o sin flexión district.
- ✓ P_n = resistencia axial nominal, con o sin flexión
- ✓ ϕ = factor de resistencia

D. FLEXIÓN BIAxIAL

Los elementos no circulares solicitados a flexión biaxial y compresión se pueden dimensionar utilizando las siguientes expresiones aproximadas:

- ✓ Si la carga axial mayorada es mayor o igual que $0.10 \phi f'c A_g$:

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_o} \quad \dots (64)$$

siendo:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \quad \dots (65)$$

- ✓ Si la carga axial mayorada es menor que $0.10 \phi f'_c A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad \dots (66)$$

Donde:

- ✓ ϕ = factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial
- ✓ P_{rxy} = resistencia axial mayorada en flexión biaxial
- ✓ P_{rx} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_y es la única presente.
- ✓ P_{ry} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_x es la única presente.
- ✓ P_u = fuerza axial mayorada aplicada.
- ✓ M_{ux} = momento mayorado aplicado respecto del eje X.
- ✓ M_{uy} = momento mayorado aplicado respecto del eje Y.
- ✓ e_x = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección X, es decir = M_{uy} / P_u .

- ✓ e_y = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección Y, es decir $= M_{ux} / P_u$.

E. ESPIRALES Y ZUNCHOS

La relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de hormigón, medido entre las partes exteriores de los espirales, deberá satisfacer:

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \dots (67)$$

Donde:

- ✓ A_g = área bruta de la sección de hormigón
- ✓ A_c = área del núcleo medida hasta el diámetro exterior del espiral
- ✓ f'_c = resistencia especificada del concreto a 28 días
- ✓ f_{yh} = tensión de fluencia especificada de la armadura espiral

F. ARMADURA TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN

La armadura transversal de los elementos comprimidos puede consistir en zunchos o en estribos cerrados.

- ✓ **Zunchos.-** Pueden ser barras o alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de 9.5 mm. La separación libre entre las barras del zuncho no deberá ser menor que 25 mm o 1.33 veces el tamaño máximo del agregado. La separación entre centros no deberá ser mayor que 6 veces el diámetro de las barras longitudinales o 150 mm.

- ✓ **Estribos cerrados.**- La separación de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido o 30 cm.

G. AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS VIGAS-COLUMNAS

Los momentos o tensiones mayorados se pueden incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad \dots (68)$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \quad \dots (69)$$

Siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1.0 \quad \dots (70)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}} \geq 1.0 \quad \dots (71)$$

Donde:

- ✓ P_u = carga axial mayorada.
- ✓ P_e = carga de pandeo de Euler.
- ✓ ϕ = factor de resistencia para compresión axial.
- ✓ M_{2b} = momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo.

- ✓ f_{2b} = tensión correspondiente a M_{2b} .
- ✓ M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ , mayor que $L_u / 1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo.
- ✓ f_{2s} = tensión correspondiente a M_{2s} .

H. FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA, K

Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, K, para tomar en cuenta condiciones de borde rotacionales y traslacionales diferentes a las correspondientes a extremos articulados.

Tabla N° 19 Factores de longitud efectiva, K

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K						
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos		Rotación impedida, traslación impedida				
		Rotación libre, traslación impedida				
		Rotación impedida, traslación libre				
		Rotación libre, traslación libre				

Fuente: Tabla C4.6.2.5-1 (Rodríguez, 2012, p. VI-7)

2.4.12. DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE APOYO

A. DEFINICIÓN

Son dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones.

B. TIPOS DE DISPOSITIVOS

Pueden ser clasificados como fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones pero restringen los movimientos traslacionales. Los de expansión permiten movimientos traslacionales y rotaciones.

C. APOYOS DE ELASTÓMERO

Utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita traslaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos.

- ✓ **SEMI RECUBIERTOS.-** Se realizan por cortes de placas madres de grandes dimensiones. Los cantos de los zunchos son aparentes en las caras laterales y están protegidos contra la corrosión con la ayuda de un revestimiento especial a base de resinas epóxicas.
- ✓ **RECUBIERTAS.-** Se realizan por moldeado individual. Los cantos no aparentes de los zunchos están protegidos contra la corrosión por una capa de elastómero de 5 mm de espesor medio, vulcanizado en la fabricación.

D. ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD

APOYOS DE ELASTÓMERO REFORZADOS CON ACERO.- Los apoyos de elastómero reforzados con acero contendrán capas alternadas de elastómero y acero de refuerzo. Estos apoyos podrán así mismo agregar a éstas, placas externas de acero en la parte superior e inferior.

FACTOR DE FORMA DE UNA CAPA S_i .- Resulta de dividir el área plana del elastómero por el área del perímetro. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_i = \frac{LW}{2h_n(L + W)} \quad \dots (72)$$

Donde:

- ✓ L = longitud del apoyo de elastómero rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente).
- ✓ W = ancho del apoyo, en dirección transversal.
- ✓ h_{ri} = grosor de la capa i-ésima de elastómero en el apoyo.

E. PROPIEDADES DEL MATERIAL

El módulo de corte G varía entre 6.12 y 17.84 kg/cm² y la dureza nominal entre 50 y 70. Si el material se especifica por su dureza, el módulo de corte se toma como el menos favorable del rango dado en la Tabla 14.7.6.2-1; valores intermedios pueden tomarse por interpolación. Se precisan también valores de deflexión por escurrimiento plástico (creep).

Para apoyos de elastómero reforzado con acero, el módulo de corte G varía entre 6.12 y 13.26 kg/cm² y dureza nominal en la escala Shore A, entre 50 y 60. Se usa como base la temperatura de 23° C.

Tabla N° 20 Propiedades del Material

	Dureza (Shore A)		
	50	60	70 ¹
Módulo de Corte G (kg/cm ²) a 23°C	6.73-9.18	9.18-14.07	14.07-21.11
Escurrecimiento plástico (creep) a 25 años dividido por la deflexión inicial	0.25	0.35	0.45

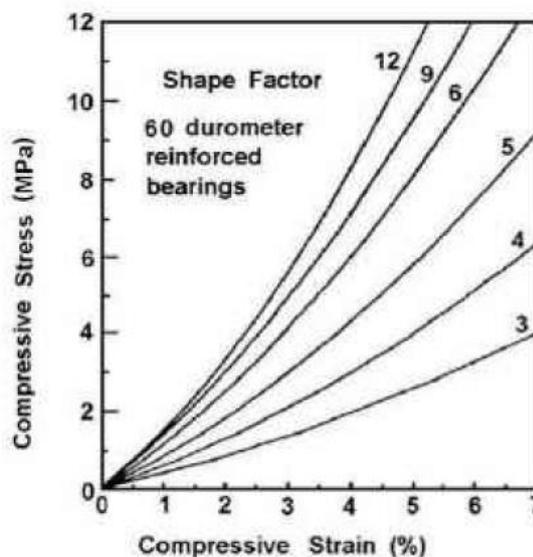
¹ Solo para PEP (apoyos de elastómero simples) y FGP (apoyos reforzados con capas discretas de fibra de vidrio).

Fuente: Puentes con AASHTO-LRFD 2010 (Rodríguez, 2012, p.IV-7)

F. DEFLEXIONES POR COMPRESIÓN

El gráfico siguiente permite determinar la deformación en una capa de elastómero en dispositivos con refuerzo de acero, basados en la dureza y el factor de forma.

Figura N° 16 Curvas Esfuerzos – Deformación



Fuente: Fig. C14.7.6.3.3-1 (Rodríguez, 2012, p.IV-8)

G. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

Se evalúa los esfuerzo compresión, deformaciones por cortante, compresión y rotación combinados, estabilidad del apoyo elastómerico.

2.4.13. LÍNEAS DE INFLUENCIA EN VIGAS

Una línea de influencia es la expresión gráfica de la variación de un esfuerzo en relación a una carga móvil unitaria desplazándose sobre una estructura.

Se analizan en los siguientes casos:

- ✓ CASO DE VIGAS ISOSTÁTICAS.- Se expresan en líneas rectas.
- ✓ CASO DE VIGAS HIPERESTÁTICAS.- Se expresan en curvas.

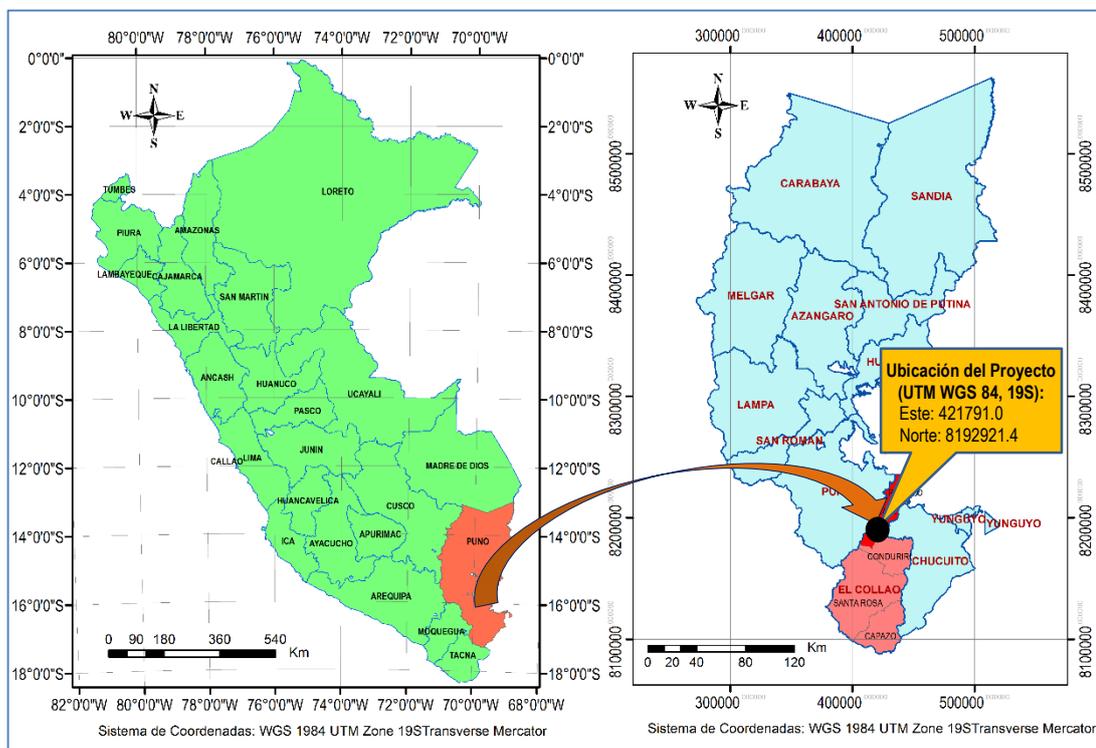
Capítulo 3. ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA

3.1. GENERALIDADES DEL PROYECTO

3.1.1. UBICACIÓN

El proyecto se ubica en el centro poblado Cangalli del distrito de Ilave, Provincia El Collao del departamento de Puno, localizándose en el río denominado “Cangalli” (Afluente del Río Huenque).

Figura N° 17 Ubicación política del proyecto (UTM WGS 1984, 19S)



Fuente: Elaboración propia

El tramo afirmado Cangalli - Siraya con 6m de ancho esta denominado como Ruta R39 de acuerdo al inventario vial georeferenciado del distrito de Ilave. La Ruta R39, inicia en el centro poblado de Huinihuinini y termina en el centro poblado de Cangalli, comunicando así a los centros poblados de Coromi Picomi, Mulla Ancarani, Mulla Phasiri, Siraya, San Carlos Marcacollo, Utaja Chilacachi (Ver Figura N° 1 , pág.31).

3.1.2. ACCESOS

El puente proyectado sobre el río Cangalli del tramo Cangalli – Siraya, se accede arribando por vía aérea o terrestre hasta la ciudad de Juliaca, luego se continúa como se muestra a continuación:

Tabla N° 21 Distancias y tiempo de viaje para llegar al proyecto

TRAMO	DISTANCIA	TIEMPO VIAJE	CONDICIÓN
<i>Juliaca – Puno</i>	<i>45 km</i>	<i>40 min</i>	<i>Asfaltado</i>
<i>Puno – Ilave</i>	<i>50 km</i>	<i>45 min</i>	<i>Asfaltado</i>
<i>Ilave – C.P. Checca</i>	<i>10 km</i>	<i>8 min</i>	<i>Asfaltado</i>
<i>C.P. Checca – C.P. Chijichaya</i>	<i>5 km</i>	<i>7 min</i>	<i>Afirmado</i>
<i>C.P. Chijichaya – C.P. Mulla Ancarani</i>	<i>9 km</i>	<i>15 min</i>	<i>Afirmado</i>
<i>C.P. Mulla Ancarani – C.P. Siraya</i>	<i>4 km</i>	<i>7 min</i>	<i>Afirmado</i>
<i>C.P. Siraya – Puente (C.P. Cangalli)</i>	<i>8.4 km</i>	<i>14 min</i>	<i>Afirmado</i>
TOTAL	131.4 km	136 min	

Fuente: Elaboración propia.

3.1.3. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

El puente ubicado sobre el río “Cangalli”, tiene las siguientes características técnicas:

- ✓ Luz libre : 50 m
- ✓ Ancho carril : 2.50 m (Dos carriles)

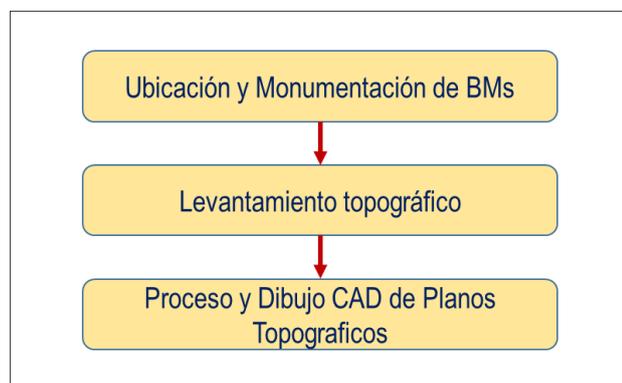
- ✓ Ancho de berma : 0.90 m
- ✓ Ancho de veredas : 0.80 m
- ✓ Espesor de la capa de rodadura: 1 cm pavimento básico (conformado en 2 capas con sello con gravilla "Chip Seal")
- ✓ Sobrecarga Móvil : HL-93
- ✓ Vida Útil (n) : 40 años
- ✓ Precipitación máx. (140 años): 47.00 mm
- ✓ Precipitación máx. (500 años): 51.13 mm
- ✓ Área de la cuenca aguas arriba: 126.60 km²
- ✓ Caudal diseño : 64.55 m³/s

3.2. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

3.2.1. METODOLOGÍA

Para ejecutar los trabajos de topografía, se realizó previamente un programa de trabajo relacionado con todas las necesidades y requerimientos para esta actividad así como para atender a las distintas disciplinas que intervienen en éste proyecto.

Figura N° 18 Esquema del programa de trabajo adaptado



Fuente: Elaboración propia.

3.2.2. GEOREFERENCIACIÓN Y UBICACIÓN DE BM'S

El levantamiento topográfico, se inició con la georreferenciación de los BM's mediante GPS (Marca Garmin) en coordenadas UTM, los mismos han sido demarcados con pintura esmalte en puntos fijos, sobre bases de rocas fijas de alrededor del proyecto.

Tabla N° 22 Puntos base georreferenciados con GPS (coordenadas UTM WGS84-18S)

Punto	DESCRIPCIÓN	ESTE	NORTE	ALTITUD
1	E-1	421784.000	8192945.000	3881.000
2	R-1	421823.520	8193027.070	3879.930

Fuente: Elaboración propia

3.2.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO POR RADIACIÓN

Luego de la ubicación y monumentación de los BM's para control topográfico, se procedió a realizar el levantamiento topográfico general, empleándose estación total (marca TOPCOM calibrada) con trípodes prisma bastón.

Como trabajos propios de levantamiento topográfico se tomaron todos los detalles planimétricos existentes dentro del área establecida, el número conveniente de puntos de relleno que permitan una perfecta definición del relieve del terreno, accesos de la carretera y batimetría del cauce, de acuerdo a los requerimientos solicitados referidos a la escala del plano y al intervalo de curvas de nivel que se desea usar.

Toda la información en el campo es transmitido de los medios de almacenamiento de datos de Estación Total a la estación de trabajo de gabinete a través del módulo básico en la opción de comunicación de la Estación Total y la computadora.

Para la adecuación de la información en el uso de los programas de diseño asistido por computadora se utilizó una tabla que permitió tener la información: N° Punto, Norte, Este, Elevación y descripción.

Figura N° 19 Fotografías de trabajos de topografía y batimetría realizados.



Fuente: Propia

3.2.4. PROCESO Y DIBUJO COMPUTARIZADO.

La última etapa consiste en elaborar los planos mediante la asistencia de una computadora, generándose una malla TIN (Triangulated Irregular Network), que es la representación matemática más adecuada para el procesamiento de las curvas de nivel, perfiles longitudinales, secciones transversales del área de estudio.

En base a esta representación digital del terreno se suministra una información detallada para las especialidades de estructuras, hidráulica y geotecnia.

3.2.5. RESULTADOS

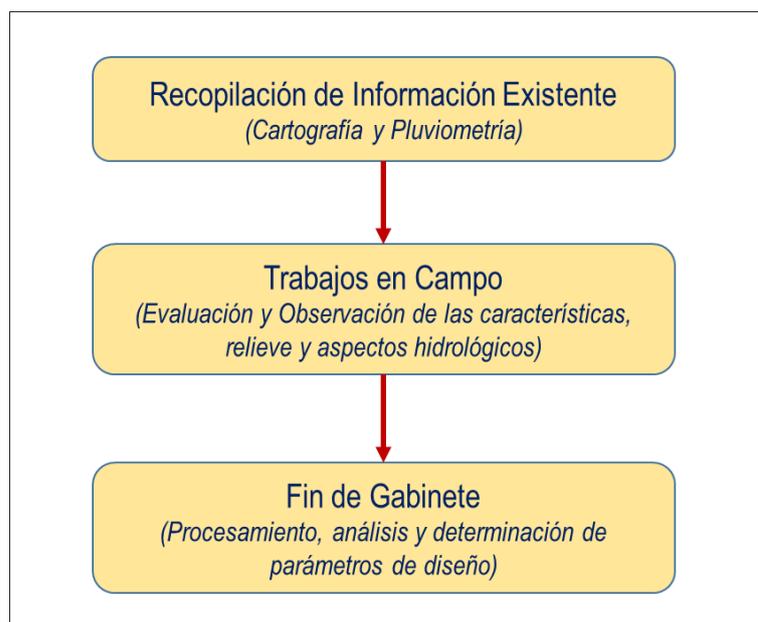
De los procedimientos mencionados ítems anteriores se ha obtenido planos en planta del terreno y las secciones transversales del cauce, el mismo se adjuntan en el Anexo 1 del presente.

3.3. ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

3.3.1. METODOLOGÍA

Para ejecutar los trabajos de hidrología, se realizó previamente un programa de trabajo con el fin de reunir los criterios adecuados para conocer las características hidrológicas de la cuenca considerada aguas arriba.

Figura N° 20 Programa de trabajo adaptado para los estudios hidrológicos



Fuente: Elaboración Propia

3.3.2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

La información que se ha utilizado se refiere a los siguientes aspectos:

A. Cartografía

La cuenca en estudio se ubica en la carta nacional, código 33-X (llave) del Instituto Geográfico Nacional (IGN) a escala 1:100,000.

Figura N° 21 Información Cartográfica Existente

Código	Nombre	Escala
33-X	llave	1:100 000

Fuente: Elaboración Propia

B. Pluviometría

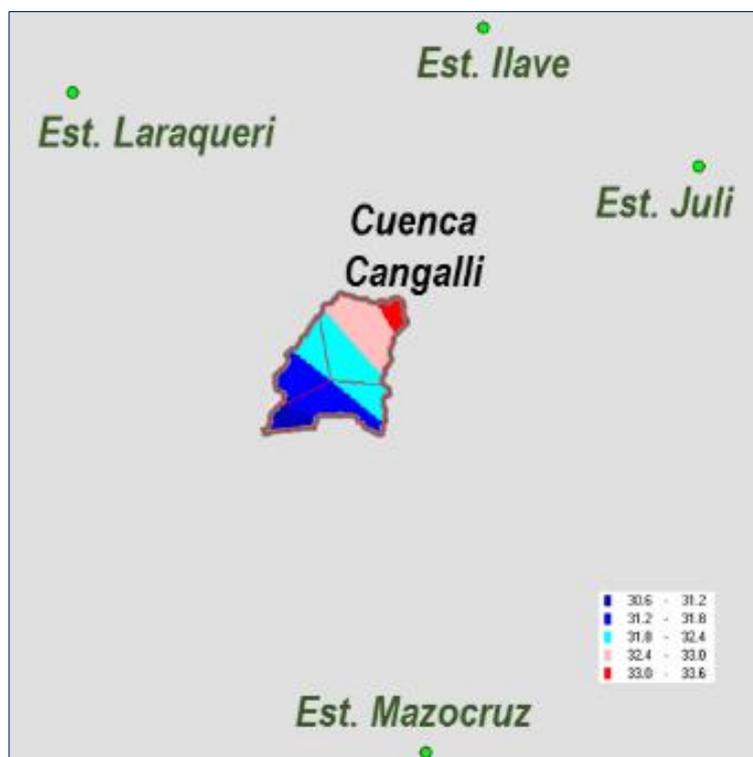
La escorrentía existente y producida en el área de estudio, provienen exclusivamente de las precipitaciones pluviales caídas alrededor de cuenca en estudio, Las estaciones pluviométricas localizadas se muestran a continuación:

Tabla N° 23 Estaciones meteorológicas existentes alrededor de la cuenca en estudio dentro de la región de puno.

<i>Estaciones Meteorológicas</i>	<i>Cuenca</i>	<i>Distrito</i>	<i>Provincia</i>	<i>Lat.</i>	<i>Long.</i>	<i>Alt. (m.s.n.m)</i>
<i>Estación llave</i>	<i>llave</i>	<i>llave</i>	<i>El Collao</i>	<i>-16.0883</i>	<i>-69.6450</i>	<i>3880</i>
<i>Estación Juli</i>	<i>Titicaca</i>	<i>Juli</i>	<i>Chucuito</i>	<i>-16.2038</i>	<i>-69.4599</i>	<i>3812</i>
<i>Estación Laraqueri</i>	<i>llave</i>	<i>Pichacani</i>	<i>Puno</i>	<i>-16.1333</i>	<i>-70.0500</i>	<i>3970</i>
<i>Estación Mazocruz</i>	<i>llave</i>	<i>Santa Rosa</i>	<i>El Collao</i>	<i>-16.7401</i>	<i>-69.7061</i>	<i>3970</i>

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 22 Croquis de ubicación de las estaciones meteorológicas existentes alrededor de la cuenca en estudio



Fuente: Generación propia (Reporte software HYDRACCES)

C. Hidrometría

La quebrada en estudio no cuenta con estación de medición de caudales.

3.3.3. RECONOCIMIENTO DE CAMPO

El reconocimiento de campo permite tener una apreciación de las características del relieve, aspectos generales de la cuenca y la forma como se presenta el drenaje.

Se realizó una visita de campo a la zona de estudio y como resultado, se pudo obtener la siguiente información del curso hídrico principal:

- ✓ Característica del río: Corriente perenne, duración de descarga de curso de agua es todo el año.

- ✓ Sistema de recolección de aguas: Escorrentía superficial y bofedales existentes en aguas arribas
- ✓ Material predominante en el cauce: Material hormigón, canto rodado.
- ✓ Tipo de topografía del cauce: Llano.
- ✓ Tipo de suelos dentro de la cuenca: Pastizales y tierras para cultivo de papa, quinua y kañihua.
- ✓ Actividades propio de la zona: Crianza de camélidos y agricultura.

Figura N° 23 *Fotografía donde se evidencia las huellas existente de corriente agua (Margen derecho)*



Fuente: Propia

Figura N° 24 *Fotografía donde se evidencia las huellas existente de corriente agua (Margen izquierdo)*



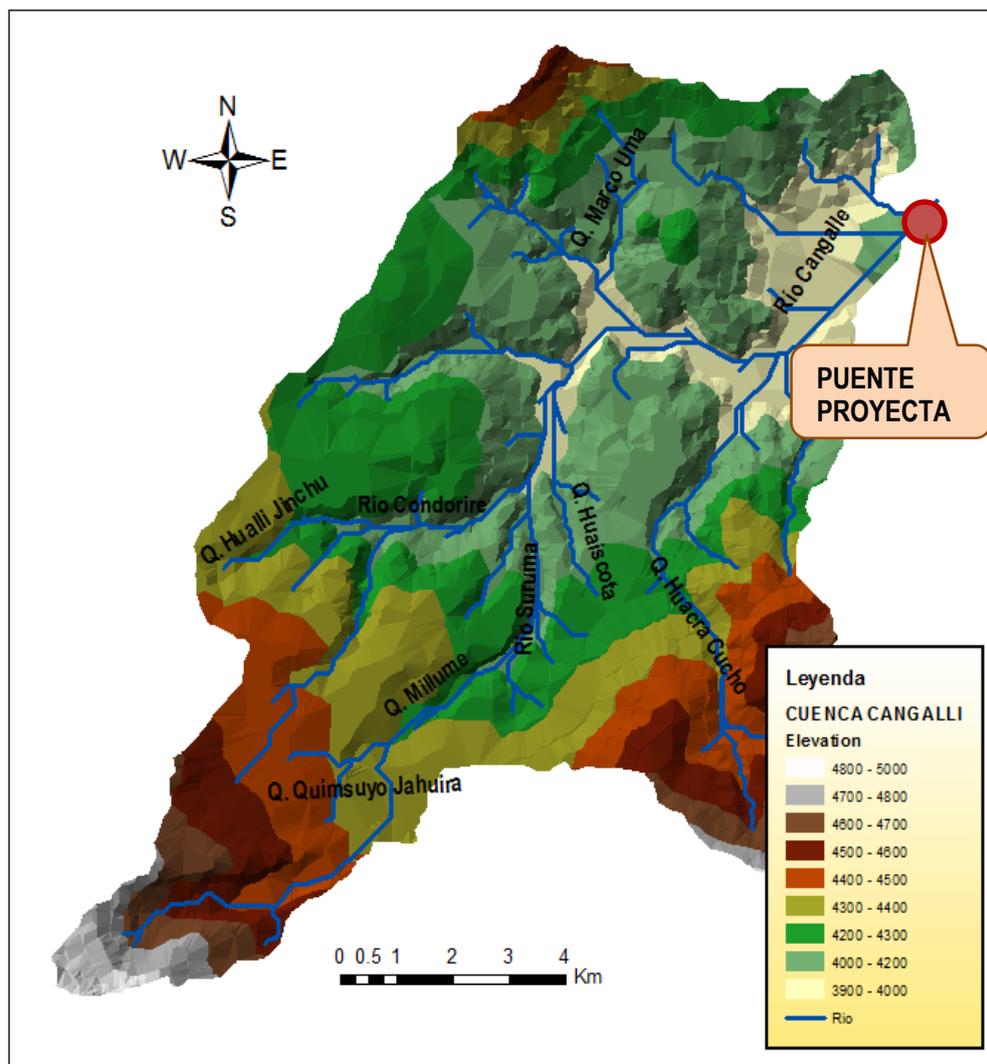
Fuente: Propia

3.3.4. ANÁLISIS DE CUENCA

A. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA CUENCA

Sobre la información cartográfica, mediante programa computacional ARC GIS versión 10.2 se ha delimitado la cuenca.

Figura N° 25 Cuenca Cangalli delimitada sobre carta 33x.



Fuente: Elaboración propia

De la delimitación de la cuenca, se obtiene los siguientes parámetros geométricos de la cuenca, como se describe a continuación:

- ✓ Área de la cuenca (A): 126.60 km²
- ✓ Perímetro de la cuenca (P): 55.75 km

- ✓ **Índice de compacidad (K)**, o índice de Gravelius, con valor de $K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} = 1.39$, determinándose así que la cuenca es alargada, con menos probabilidad de que sea cubierto en su totalidad por una tormenta, afectando al tipo de respuesta que se presenta al río.

B. PENDIENTE DE LA CUENCA

Se estima la pendiente de la cuenca a través del criterio del rectángulo equivalente, que consiste en una transformación geométrica a un rectángulo de su forma heterogénea, de donde se obtiene la pendiente de la cuenca es 0.043 m/m.

Figura N° 26 Cálculo de pendiente de la cuenca

PENDIENTE CUENCA - MÉTODO RECTÁNGULO EQUIVALENTE			
ECUACIONES	<u>Pendiente de la Cuenca</u>		
	$S = H/L$		
	<u>Lado Mayor</u>		
	$L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right)$		
	<u>Lado Menor</u>		
	$l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right)$		
	Cota Mas Alta	4845.00	Carta Nacional
	Cota Aforo	3899.50	Carta Nacional
	Área (A):	126.60	km ²
	Coef. Gravelious (K):	1.39	
	Dif. Altura (H):	0.95	km
	Lado Mayor (L):	22.16	km
	Lado Menor (l):	0.03	km
	Pendiente Cuenca (S):	0.043	m/m

Fuente: Elaboración propia

C. PENDIENTE DEL CAUCE

Se determina la pendiente del cauce mediante el método de la ecuación de Taylor y Schwarz, que considera que un río está formado por “n” tramos de igual longitud, cada uno de ellos con pendiente uniforme.

Figura N° 27 Cálculo de pendiente del cauce

PENDIENTE CAUCE - CRITERIO TAYLOR Y SÁNCHEZ		
ECUACIÓN	<i>Pendiente del cauce</i>	
	$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n Li}{\sum_{i=1}^n \frac{Li}{Si^{\frac{1}{2}}}} \right]^2$	
Σ Li x √Si :	146,846.75 km	
Σ Li :	16,790.15 km	
Pendiente (S):	1.307%	
Calculo Previos (De plano topográfico cuenca)		
Si	Li	Li x √Si
0.068140	730.53	2,798.56
0.043969	1,132.12	5,399.06
0.055829	895.84	3,791.41
0.049116	1,017.69	4,592.03
0.057272	873.03	3,648.06
0.056137	886.72	3,742.47
0.060361	828.33	3,371.54
0.018999	2,313.55	16,784.60
0.006237	8,112.35	102,719.02

Fuente: Elaboración propia

3.3.5. PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ANUAL PARA EL ESTUDIO

A. INFORMACIÓN METEOROLÓGICA DISPONIBLE DE ESTACIONES DE INTERÉS

De las publicaciones de SENAMHI de su sitio web <http://www.peruclima.pe>, se recopila informaciones meteorológicas con

respecto a precipitación máxima diaria anual ocurridas durante el periodo 1965 al 2011, para las estaciones meteorológicas Juli, Laraqueri, Mazocruz e llave que son de interés para el presente estudio (Ver Anexo 7).

Tabla N° 24 Precipitaciones máximas diarias anuales corregidas, en estaciones alrededor de la zona de estudio.

Fecha	$P_{\text{máx}} 24 \text{ horas}$			
	Juli	Laraqueri	Mazocruz	llave
1965	36.20	39.60	16.00	33.00
1966	29.20	37.00	39.00	24.50
1967	49.80	30.30	18.00	34.20
1968	49.80	27.20	30.60	34.00
1969	33.20	21.60	35.60	39.90
1970	32.60	28.40	27.80	34.20
1971	48.00	31.80	47.40	36.80
1972	31.50	27.60	32.40	33.60
1973	41.10	25.20	22.00	40.50
1974	71.90	45.30	31.60	34.00
1975	66.10	30.00	26.60	27.00
1976	44.20	28.70	33.80	33.00
1977	46.30	25.90	24.40	41.00
1978	37.40	30.30	19.30	30.10
1979	34.80	45.30	31.30	27.34
1980	63.70	25.70	24.54	26.98
1981	36.50	29.80	25.50	24.97
1982	39.78	23.70	32.00	25.29
1983	34.62	29.20	13.40	27.01
1984	35.04	37.70	28.00	44.00
1985	34.20	44.60	28.00	37.00
1986	43.70	42.20	45.00	40.20
1987	47.30	29.30	21.80	29.00
1988	53.60	24.30	23.70	26.20
1989	36.40	53.50	30.40	39.50
1990	32.40	26.40	21.70	32.20
1991	37.20	24.80	9.20	25.80
1992	40.90	24.50	20.00	30.70
1993	34.10	39.90	26.80	28.80
1994	44.60	44.10	26.90	30.40
1995	25.40	38.70	17.80	24.00

1996	42.00	41.80	25.40	28.20
1997	42.50	49.50	35.40	36.90
1998	30.10	33.80	20.00	21.00
1999	45.60	24.20	29.00	39.70
2000	30.60	35.60	27.40	27.60
2001	38.40	51.60	25.80	36.20
2002	67.40	22.00	22.60	33.20
2003	32.70	25.60	21.60	26.10
2004	36.70	28.80	22.40	28.70
2005	33.40	54.80	37.00	23.20
2006	100.80	36.70	34.00	46.00
2007	41.50	35.60	18.80	29.30
2008	37.50	22.50	27.80	38.10
2009	37.50	29.40	25.00	36.00
2010	33.60	25.70	24.60	33.40
2011	43.50	33.80	25.60	43.70

Fuente: SENAMHI (<http://www.peruclima.pe>)

B. ANÁLISIS DE CORRELACIÓN DE DATOS METEOROLÓGICOS

Con los métodos de Brunet Moret, en datos meteorológicos recopilados se determina los índices anuales para definir el vector regional, esto para evaluar su nivel de correlación de la información histórica recopilada, para esto se utiliza el software HYDRACCES.

Como vector regional se ha tomado como límites inferior y superior, un rango de 0.80 y 1.25 respectivamente con respecto al promedio, para analizar el nivel de correlación de datos.

En los datos de precipitación máxima diaria anual de las estaciones Juli, Laraqueri, Ilave y Mazocruz, se nota que tienen un nivel de correlación entre 0.501 de 0.583, lo que significa que los datos meteorológicos necesitan ser corregidos para elevar su nivel de correlación y mejorar la calidad del estudio.

Figura N° 28 Herramienta para cálculo de vector regional de índices anuales con software HYDRACCES.

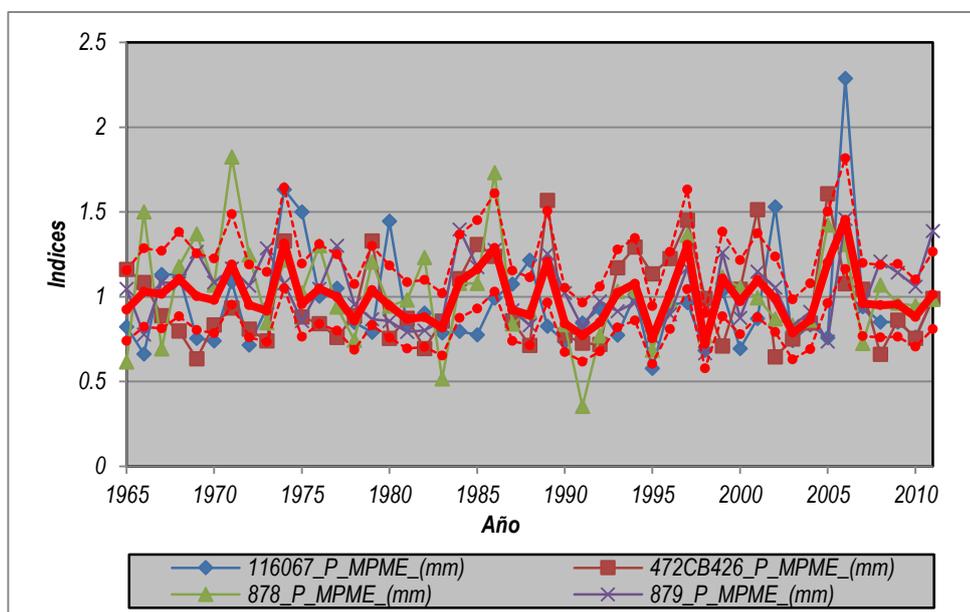
Fuente: (Software HYDRACCES) - Generación propia.

Tabla N° 25 Nivel de correlación de datos originales de las estaciones.

Id Estación	No Años	D.E. Obs.	Coef. Variación	Media Obs.	Media Calculada	Media Desvíos	D.E. Desvíos	Homogeneidad _{R.M}	Correl. / Vector	Lin. a priori	Lin. a post.	Proporcionalidad	Calidad(/10)	Evaluación(/10)
Juli	47	13.4	0.317	42.2	44	-0.041	0.263	0.72	0.501	0.56	0.31	0.1546	7	6.7
Laraqueri	47	8.9	0.269	33.3	34.1	-0.024	0.214	0.029	0.572	0.49	0.28	0.1392	7.5	7.5
Mazocruz	47	7.4	0.279	26.7	26	0.026	0.206	0.209	0.711	0.48	0.27	0.1381	7.5	7.5
Ilave	47	6.1	0.189	32.4	31.5	0.028	0.165	0.426	0.583	0.42	0.19	0.0973	8.7	8.7

Fuente: Generación Propia, con software HYDRACCES.

Figura N° 29 Gráfico de índices anuales del vector regional y de las estaciones de interés (Método Brunet Moret) con datos originales.



Fuente: Elaboración Propia

C. AJUSTES PARA ELEVAR EL NIVEL DE CORRELACIÓN DE LOS DATOS METEOROLÓGICOS DE LAS ESTACIONES EN ESTUDIO.

El propósito del ajuste de los datos de precipitación máxima diaria, a través del método vector regional de Y. Brunet Moret, que calcula con el promedio extendido e índices del vector regional por método de mínimos cuadrados, es homogeneizar los datos pluviométricos tomando en consideración como límite inferior y superior valores comprendidos entre el 0.80 y 1.25 (valores propios de vector regional adaptado) del promedio de los índices de las estaciones consideradas.

Para el ajuste se reemplaza los valores calculados con el programa HYDRACCES, con la opción "DETALLES DE LA ESTACIÓN" de la herramienta "VECTOR REGIONAL E ÍNDICES ANUALES". Se corrige los años que esta fuera del rango del vector regional y para cada estación, así se

mejora el nivel de correlación entre las estaciones de interés. En la tabla siguiente se muestra en achurado los valores adaptados del cálculo.

Tabla N° 26 Precipitaciones máximas diarias anuales corregidas, en estaciones alrededor de la zona de estudio.

Año	Pmáx 24 horas			
	Juli	Laraqueri	Mazocruz	Ilave
1965	36.2	39.6	24	33
1966	45.3	37	26.7	32.4
1967	49.8	30.3	26.5	34.2
1968	49.8	37.7	30.6	34
1969	44.2	34.2	26.1	39.9
1970	43.2	28.4	27.8	34.2
1971	48	31.8	30.9	36.8
1972	39.6	27.6	24.5	33.6
1973	41.1	25.2	22	28.9
1974	54.8	45.3	31.6	34
1975	42.2	30	26.6	27
1976	44.2	28.7	33.8	33
1977	46.3	34.1	24.4	31.5
1978	37.4	30.3	19.3	30.1
1979	34.8	35.4	31.3	27.3
1980	41.7	25.7	24.5	27
1981	36.5	29.8	25.5	25
1982	39.8	23.7	22.8	25.3
1983	34.6	29.2	21.2	27
1984	48.7	37.7	28	44
1985	51.2	44.6	28	37
1986	43.7	42.2	33.4	40.2
1987	47.3	29.3	21.8	29
1988	39.3	24.3	23.7	26.2
1989	49.4	41.1	30.4	39.5
1990	32.4	26.4	21.7	32.2
1991	37.2	24.8	20.1	25.8
1992	40.9	24.5	20	30.7
1993	34.1	39.9	26.8	28.8
1994	44.6	44.1	26.9	30.4
1995	25.4	25.7	17.8	24
1996	42	41.8	25.4	28.2
1997	42.5	49.5	35.4	36.9
1998	30.1	33.8	20	21

1999	45.6	37.7	29	39.7
2000	42.9	35.6	27.4	27.6
2001	38.4	37.5	25.8	36.2
2002	43.6	32.5	22.6	33.2
2003	32.7	25.6	21.6	26.1
2004	36.7	28.8	22.4	28.7
2005	52.9	54.8	37	37.9
2006	64	36.7	34	46
2007	41.5	35.6	25	29.3
2008	37.5	32.4	24.7	38.1
2009	37.5	29.4	25	36
2010	33.6	25.7	24.6	33.4
2011	43.5	33.8	25.6	31.9

Fuente: Elaboración Propia

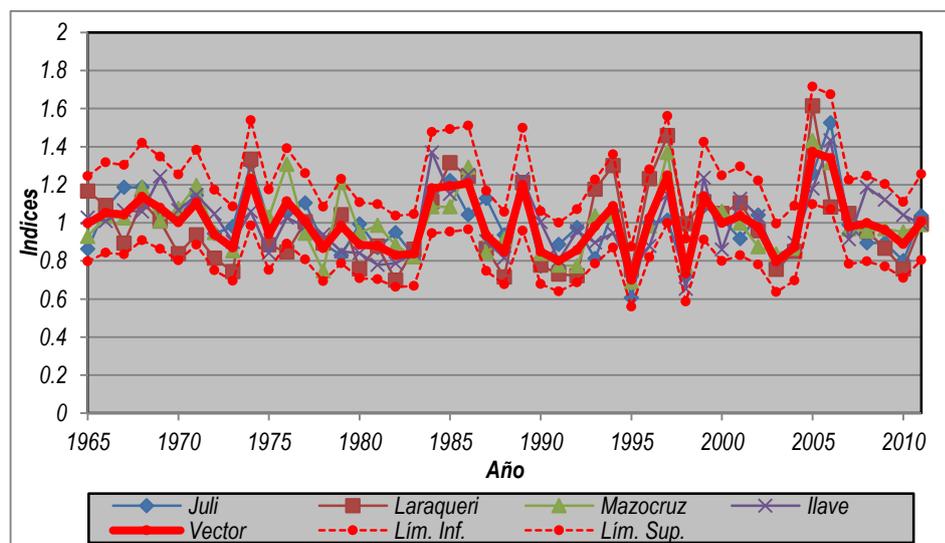
Con los valores adaptados, se ha generado nuevas información histórica meteorológica, el mismo tiene un nivel de correlación entre 0.803 a 0.899, que está dentro del rango de los límites del vector regional.

Tabla N° 27 Nivel de correlación de estaciones, a través de regionalización de datos corregidos.

Id Estación	No Años	D.E. Obs.	Coef. Variación	Media Obs.	Media Calculada	Media Desvíos	D.E. Desvíos	Homogeneidad B.M.	Correl. / Vector	Lin. a priori	Lin. a post.	Proporcionalidad	Calidad(/10)	Evaluación(/10)
Juli	47	7	0.167	41.9	41.9	-0.001	0.094	0.181	0.825	0.21	0.14	0.0712	9.3	8.9
Laraqueri	47	7.2	0.214	33.6	33.9	-0.009	0.127	0.008	0.803	0.24	0.15	0.0765	9.2	9.1
Mazocruz	47	4.4	0.171	26	25.8	0.008	0.075	0.476	0.899	0.2	0.1	0.05	9.6	9.6
llave	47	5.4	0.169	32.2	32.1	0.002	0.098	0.356	0.814	0.2	0.16	0.0803	9.1	9.1

Fuente: Generación Propia, con software HYDRACCES.

Figura N° 30 Índices anuales del Vector y de las Estaciones
(Brunet Moret) – con datos corregidas



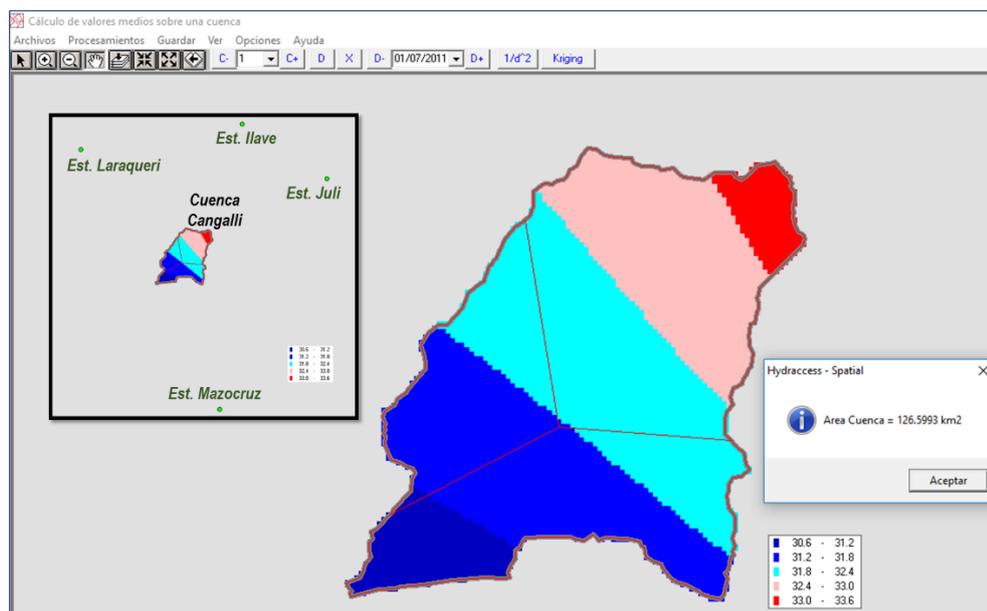
Fuente: Elaboración Propia

D. PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ANUAL PARA CUENCA CANGALLI.

La precipitación máxima diaria para la zona de estudio se determina mediante los métodos: polígonos de Thiessen, la inversa (del cuadrado) de la distancia, y el Kriging, para cada año de la información meteorológica histórica, para posterior determinar la precipitación máxima anual diaria requerida para diferentes periodos de retorno con análisis estadístico de frecuencias.

Para determinar la precipitación máxima diaria anual para cada año de información, se apoya con la utilización de Software HYDRACCES, con su módulo SPATIAL, que incluye los métodos polígonos de Thiessen, la inversa (del cuadrado) de la distancia, y el Kriging, con el ingreso de datos meteorológicos seleccionados, ubicación de las estaciones y la cuenca de estudio.

Figura N° 31 Interfaz gráfica de interpolación de los métodos de kriging y polígono Thiessen, en software HYDRACCES, para la cuenca Cangalli.



Fuente: Generación Propia (Tomado como ejemplo para el año 2011)

A continuación se muestra los datos calculados de precipitación máxima diaria anual para la cuenca Cangalli por años, para el estudio se adapta el promedio de los valores obtenidos por interpolación de los métodos polígonos de Thiessen, la inversa (del cuadrado) de la distancia, y el Kriging.

Tabla N°4.1 Precipitación máxima diaria anual para cuenca Cangalli

Año	Nro. Valores	Thiessen	1/Distancia ²	Kriging	<i>P</i> _{máx 24 horas} Cuenca Cangalli (Promedio)
1965	4	31.5	33.2	32.2	32.30
1966	4	31.5	35.1	33.7	33.43
1967	4	30.9	34.9	32.7	32.83
1968	4	33.7	37.7	36.4	35.93
1969	4	34.3	36.1	33.9	34.77
1970	4	30.9	33.2	31.6	31.90
1971	4	33.9	36.6	34.9	35.13
1972	4	29.4	31.2	29.4	30.00
1973	4	25.9	29	27.2	27.37
1974	4	35.6	41	39.8	38.80
1975	4	27.5	31.1	30.1	29.57
1976	4	32.4	34.6	33.8	33.60
1977	4	29.7	33.8	32	31.83

1978	4	26.7	29.2	27.4	27.77
1979	4	30.3	32	32.4	31.57
1980	4	25.9	29.4	28	27.77
1981	4	26.2	28.9	28.4	27.83
1982	4	24.2	27.5	26.2	25.97
1983	4	25.6	27.9	26.8	26.77
1984	4	37.5	39.6	37.1	38.07
1985	4	35.7	40	38.3	38.00
1986	4	38.4	39.9	38.9	39.07
1987	4	26.7	31.5	29.4	29.20
1988	4	25	28.1	26.8	26.63
1989	4	36.9	39.9	38.2	38.33
1990	4	27.6	28.2	26.7	27.50
1991	4	23.8	26.7	25.2	25.23
1992	4	26	28.8	26.6	27.13
1993	4	30.5	32.3	32.3	31.70
1994	4	32.1	36.2	35.5	34.60
1995	4	22.4	23.3	22.5	22.73
1996	4	30.1	34.1	33.4	32.53
1997	4	39	41	41	40.33
1998	4	23.3	26.1	25.9	25.10
1999	4	35.8	37.9	36.2	36.63
2000	4	29.2	33	32.3	31.50
2001	4	33.1	34.5	33.2	33.60
2002	4	29.6	32.8	30.8	31.07
2003	4	24.5	26.4	25.4	25.43
2004	4	26.7	29	27.7	27.80
2005	4	41.1	45.4	45	43.83
2006	4	40.2	44.8	41.7	42.23
2007	4	29.2	32.6	31.6	31.13
2008	4	32.6	33.3	31.4	32.43
2009	4	31.1	32	30.3	31.13
2010	4	29	29.4	27.9	28.77
2011	4	30.3	33.5	32	31.93

Fuente: Generación Propia (Reporte módulo SPATIAL - HYDRACCES)

3.3.6. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL CAUCE

Se determina la rugosidad del cauce, considerando las características geomorfológicas y de cobertura vegetal de la zona donde se ubica el proyecto.

Durante los trabajos en campo se ha observado para la zona de estudio que el cauce tiene material grava grueso, poca vegetación presente dentro del cauce, variación de la sección ocasional y intensidad de meandros apreciable,

con estos datos recopilados de campo se estima el coeficiente de manning, por el método Cowan.

CÁLCULO DE COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE CAUCE (n)

ECUACIÓN:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

Coeficiente de Rugosidad (n) = 0.049

a. Material del cauce (n_0) = 0.028

b. Grado de irregularidad (n_1) = 0.005

c. Variación de sección (n_2) = 0.005

d. Efecto de las obstrucciones (n_3) = 0.000

e. Vegetación (n_4) = 0.005

f. Intensidad de Meandros (n_5) = 1.150

Los de valores Cowan n_i y m_5 , se determinan para determinar coeficiente rugosidad del cauce como se muestra a continuación:

a. Material del cauce (n_0):

$$D = 0.028$$

Valores coeficiente rugosidad (Cowan)

A	Tierra	0.020
B	Roca	0.025
C	Grava fina	0.024
D	Grava gruesa	0.028

b. Efecto de las obstrucciones (n_3):

$$A = 0.000$$

Valores coeficiente rugosidad (Cowan)

A	Despreciable	0.000
B	Menor	0.010-0.015
C	Apreciable	0.020-0.030
D	Severo	0.040-0.060

c. Grado de irregularidad (n_1)

$$B = 0.005$$

Valores coeficiente rugosidad (Cowan)

A	Suave	0.000
B	Menor	0.005
C	Moderada	0.010
D	Severa	0.020

d. Vegetación (n_4)

$$A = 0.005$$

Valores coeficiente rugosidad (Cowan)

A	Bajo	0.005-0.010
B	Medio	0.010-0.025
C	Alto	0.025-0.050
D	Muy alto	0.050-0.100

e. Variación de sección (n_2)

$$B = 0.005$$

Valores coeficiente rugosidad (Cowan)

A	Gradual	0.000
B	Ocasional	0.005
C	Frecuente	0.010-0.015

f. Intensidad de Meandros (m_5)

$$B = 1.150$$

Valores coeficiente rugosidad (Cowan)

A	Menor	1.000
B	Apreciable	1.150
C	Severo	1.300

3.3.7. CAUDAL DE DISEÑO

A. SELECCIÓN DEL PERIODO DE RETORNO

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011, p.25 Tabla N°02), para puentes recomiendan:

- ✓ Riesgo admisible : 25% (Para obtención de luz y NAME)
- ✓ Vida Útil (n) : 40 años.

Con los datos anteriores se tabula diferentes periodos de retorno, para aproximar el Riesgo Admisible de 25%, como se muestra a continuación:

Tabla N° 28 Cálculo de periodo de retorno con datos tabulados para estimar porcentaje de riesgo.

ECUACIÓN PARA ESTIMAR RIESGO "R"		
ECUACIÓN	$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$	
CALCULO: Datos tabulados para estimar riesgo		
Periodo Retorno "T" (años)	Vida útil "n" (años)	Riesgo "R" (%)
135	40	25.73%
136	40	25.56%
137	40	25.40%
138	40	25.24%
139	40	25.08%
140	40	24.93%
141	40	24.78%
142	40	24.62%
143	40	24.47%
144	40	24.33%
145	40	24.18%

Fuente: Elaboración Propia

- ✓ Del gráfico anterior, se observa que **se obtiene un riesgo de 25% para un periodo de retorno (T) de 140 años**, el mismo será adaptado para la obtención de luz y NAME.
- ✓ Así mismo, recomienda el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC, considerar un **periodo de retorno (T) de 500 años, para estudios de socavación.**

B. PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ANUAL DE DISEÑO

La precipitación máxima diaria anual de diseño se determina por métodos probabilísticos, en los datos meteorológicos y en sus logaritmos.

Tabla N° 29 Valores de entrada y sus logaritmos para análisis estadístico.

Año	CUENCA CANGALLI	
	Y=P _{máx} (mm)	Y = Log P _{máx}
1965	32.30	1.51
1966	33.43	1.52
1967	32.83	1.52
1968	35.93	1.56
1969	34.77	1.54
1970	31.90	1.50
1971	35.13	1.55
1972	30.00	1.48
1973	27.37	1.44
1974	38.80	1.59
1975	29.57	1.47
1976	33.60	1.53
1977	31.83	1.50
1978	27.77	1.44
1979	31.57	1.50
1980	27.77	1.44
1981	27.83	1.44
1982	25.97	1.41
1983	26.77	1.43
1984	38.07	1.58
1985	38.00	1.58

1986	39.07	1.59
1987	29.20	1.47
1988	26.63	1.43
1989	38.33	1.58
1990	27.50	1.44
1991	25.23	1.40
1992	27.13	1.43
1993	31.70	1.50
1994	34.60	1.54
1995	22.73	1.36
1996	32.53	1.51
1997	40.33	1.61
1998	25.10	1.40
1999	36.63	1.56
2000	31.50	1.50
2001	33.60	1.53
2002	31.07	1.49
2003	25.43	1.41
2004	27.80	1.44
2005	43.83	1.64
2006	42.23	1.63
2007	31.13	1.49
2008	32.43	1.51
2009	31.13	1.49
2010	28.77	1.46
2011	31.93	1.50

Fuente: Elaboración propia

Para los datos del cuadro anterior se calcula el promedio, varianza, desviación estándar y coeficiente de asimetría de las precipitaciones máximas diarias anuales y de sus logaritmos, para así poder estimar las precipitaciones para diferentes periodos de retorno, entre ellos para 140 y 500 años, por métodos estadísticos: normal, log normal, valor extremo o gumbel, log gumbel, pearson y log pearson.

Tabla N° 30 Cálculo de promedio, varianza, desviación estándar y coeficiente de asimetría de los datos de entrada.

Parámetro	CUENCA CANGALLI	
	Y=P _{máx} (mm)	Y = Log P _{máx}
$\Sigma (x_i)$	1498.80	70.45
$\Sigma (x_i^2)$	48870.47	105.78
$\Sigma (x_i^3)$	1629338.35	159.14
$\Sigma (x_i-x)^2$	1074.70	0.19
$\Sigma (x_i-x)^3$	2347.28	0.00
N° de datos (n)	47.00	47.00
Promedio (\bar{x})	31.89	1.50
Varianza (s^2)	23.36	0.00
Desv. Estándar (s)	4.83	0.07
Coef. Asimetría (As)	0.47	0.14

Fuente: Elaboración propia

✓ Distribución normal y distribución log normal.

Tabla N° 31 Estimación de precipitación a través de distribución normal y distribución log normal.

ECUACIÓN DISTRIBUCIÓN NORMAL	
ECUACIONES:	Probabilidad de excedencia (P): $P = \frac{1}{T}$ Factor de frecuencia: $w = \left[\ln \left(\frac{1}{P^2} \right) \right]^{1/2}$ $k_T \approx z = w - \frac{2.515517 + 0.802853 \times w + 0.010328 \times w^2}{1 + 1.432788 \times w + 0.189269 \times w^2 + 0.001308 \times w^3}$ Magnitud: $x_T = \bar{x} + k_T \times s$

Distribucion Normal			
Promedio (\bar{x}):	31.89	Dv. Estandar (s):	4.83
Periodo Retorno: T años	Probabilidad "p"	Factor frecuencia "K _T "	P máx diario Anual "x _T " (mm)
2	0.5000	0.0000	31.89
5	0.2000	0.8415	35.96
10	0.1000	1.2817	38.08
50	0.0200	2.0542	41.82
100	0.0100	2.3268	43.14
140	0.0071	2.4504	43.73
200	0.0050	2.5762	44.34
500	0.0020	2.8785	45.80

Distribucion Log Normal 2 parametros			
Promedio (\bar{x}):	1.50	Dv. Estandar (s):	0.07
Periodo Retorno: T años	Probabilid. P	Factor frecuencia K	P máx diario Anual (mm)
2	0.5000	0.0000	31.54
5	0.2000	0.8415	35.78
10	0.1000	1.2817	38.21
50	0.0200	2.0542	42.90
100	0.0100	2.3268	44.69
140	0.0071	2.4504	45.52
200	0.0050	2.5762	46.39
500	0.0020	2.8785	48.54

Fuente: Elaboración propia.

- ✓ Distribución de valor extremo y distribución log valor extremo.

Tabla N° 32 Estimación de precipitación a través de distribución de valor extremo y distribución log valor extremo.

ECUACIÓN DISTRIBUCIÓN VALOR EXTREMO (GUMBEL)	
ECUACIONES:	Probabilidad de excedencia (P): $P = \frac{1}{T}$ Factor de frecuencia: $k_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0,5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\}$ Magnitud: $x_T = \bar{x} + k_T \times s$

Distribucion Valor Extremo - Gumbel			
Promedio (\bar{x}):	31.89	Dv. Estandar (s):	4.83
Periodo Retorno: T años	Probabilidad. P	Factor frecuencia K	P máx diario Anual (mm)
2	0.5000	-0.1643	31.10
5	0.2000	0.7195	35.37
10	0.1000	1.3046	38.20
50	0.0200	2.5923	44.42
100	0.0100	3.1367	47.05
140	0.0071	3.4001	48.32
200	0.0050	3.6791	49.67
500	0.0020	4.3947	53.13

Distribucion Log Valor Extremo - Log Gumbel			
Promedio (\bar{x}):	1.50	Dv. Estandar (s):	0.07
Periodo Retorno: T años	Probabilidad. P	Factor frecuencia K	P máx diario Anual (mm)
2	0.5000	-0.1643	30.77
5	0.2000	0.7195	35.13
10	0.1000	1.3046	38.34
50	0.0200	2.5923	46.50
100	0.0100	3.1367	50.45
140	0.0071	3.4001	52.48
200	0.0050	3.6791	54.72
500	0.0020	4.3947	60.91

Fuente: Elaboración propia.

- ✓ Distribución Pearson tipo III y distribución log-Pearson tipo III.

Tabla N° 33 Estimación de precipitación a través de distribución Pearson tipo III y distribución log-Pearson tipo III.

ECUACIÓN DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III	
ECUACIONES:	Probabilidad de excedencia (P): $P = \frac{1}{T}$ Factor de frecuencia: $k_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^3 - 1)k^3 - zk^4 + \frac{1}{3}k^5, \quad k = Cs/6$ $z = w - \frac{2.515517 + 0.802853 \times w + 0.010328 \times w^2}{1 + 1.432788 \times w + 0.189269 \times w^2 + 0.001308 \times w^3}, \quad w = \left[\ln \left(\frac{1}{P^2} \right) \right]^{1/2}$ Magnitud: $x_T = \bar{x} + k_T \times s$

Distribucion Pearson Tipo III			
Promedio (\bar{x}):	31.89	Dv. Estandar (s):	4.83
		Coef. Asimetria (Cs):	0.47
Periodo Retorno: T años	Probabilidad. P	Factor frecuencia K	P máx diario Anual (mm)
2	0.5000	-0.0782	31.51
5	0.2000	0.8095	35.80
10	0.1000	1.3205	38.27
50	0.0200	2.2984	43.00
100	0.0100	2.6691	44.79
140	0.0071	2.8418	45.63
200	0.0050	3.0204	46.49
500	0.0020	3.4617	48.62

Distribucion Log Pearson Tipo III			
Promedio (\bar{x}):	1.50	Dv. Estandar (s):	0.07
		Coef. Asimetria (Cs):	0.14
Periodo Retorno: T años	Probabilidad. P	Factor frecuencia K	P máx diario Anual (mm)
2	0.5000	-0.0235	31.43
5	0.2000	0.8338	35.73
10	0.1000	1.2958	38.29
50	0.0200	2.1290	43.38
100	0.0100	2.4301	45.38
140	0.0071	2.5678	46.33
200	0.0050	2.7088	47.32
500	0.0020	3.0506	49.81

Fuente: Elaboración propia.

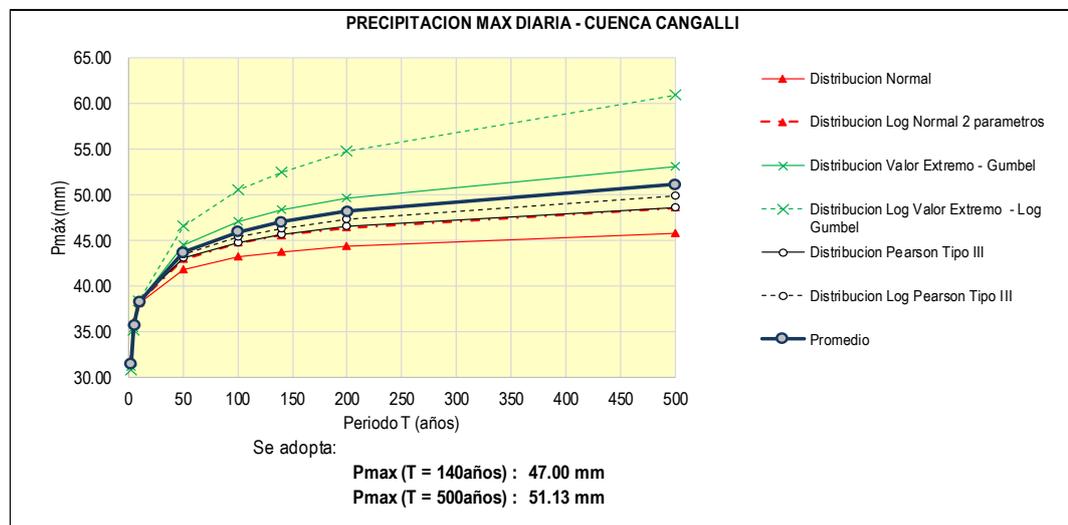
De los métodos utilizados para determinar las precipitaciones máximas diarias anuales para diferentes periodos de retorno, se resume lo siguiente:

Tabla N° 34 Cálculo de Promedio de los valores estadísticos obtenidos para diferentes periodos de retorno.

PRECIPITACIÓN MAX DIARIA - CUENCA CANGALLI							
T	Distribución Normal	Distribución Log Normal 2 parámetros	Distribución Valor Extremo - Gumbel	Distribución Log Valor Extremo - Log Gumbel	Distribución Pearson Tipo III	Distribución Log Pearson Tipo III	Promedio
2	31.89	31.54	31.10	30.77	31.51	31.43	31.37
5	35.96	35.78	35.37	35.13	35.80	35.73	35.63
10	38.08	38.21	38.20	38.34	38.27	38.29	38.23
50	41.82	42.90	44.42	46.50	43.00	43.38	43.67
100	43.14	44.69	47.05	50.45	44.79	45.38	45.92
140	43.73	45.52	48.32	52.48	45.63	46.33	47.00
200	44.34	46.39	49.67	54.72	46.49	47.32	48.16
500	45.80	48.54	53.13	60.91	48.62	49.81	51.13

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 32 Gráfico curva P_{máx.} vs Periodo de retorno, para cuenca Cangalli



Fuente: Elaboración propia

De la tabla y gráfico anterior de la cuenca Cangalli, se concluye que:

- ✓ Precipitación máxima diaria anual es 47.00 mm, para periodo de retorno de 140 años.

- ✓ Precipitación máxima diaria anual es 51.13 mm, para periodo de retorno de 500 años.

C. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Se determina el tiempo de concentración como 5.53 horas, resultante del promedio calculado por los métodos: Kirpich (1940), California Culverts Practice (1942), Ecuación de retardo SCS y Izzard (1946).

Los cálculos realizados se muestran a continuación:

Datos Entrada:

$A =$	134.20 km ² ... Área de la Cuenca
$L =$	16.79 km ... Longitud del cauce
$S =$	0.043 m/m ... Pendiente de la Cuenca
$S =$	0.013 m/m ... Pendiente del cauce
$c =$	0.06 ... Coef. Retardo (Sup. cubiertas de pasto)
Cota alta =	4349.90 m.s.n.m
Cota aforo =	3899.50 m.s.n.m
$H =$	450.40 m ... Diferencia de Altura

1. Kirpich (1940)

$$T_c = 0.0078 \times L^{0.77} \times S^{-0.385}$$

Desarrollo:

T_c	117.52 min
L	55085.14 pies
S	0.04 pies/pie

2. California Culverts Practice

$$T_c = 60 \times \left(\frac{11.9 \times L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Desarrollo:

T_c	350.93 min
L	10.43 mi
H	137.28 pies

3. Ecuación de Retardo SCS

$$T_c = \frac{100 \times L^{0.8} \times \left[\left(\frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0.7}}{1900 \times S^{0.5}}$$

Desarrollo:

T_c	454.15 min
L	55085.14 pies
S	4.266 %
CN	74.00 Nro. Curva

4. Izzard (1946)

$$T_c = \frac{41.025 \times (0.0007 \times i + c) \times L^{0.33}}{S^{0.333} \times i^{0.667}}$$

Desarrollo:

T_c	403.98 min
i	0.017 pulg/h
T_c	403.98 min (Tabulado)
L	16.79 pies
S	0.01 pies/pie
c	0.06 coef. de retardo

De los cálculos realizados, para determinar el tiempo de concentración se toma el promedio de los valores obtenidos, como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla N° 35 Cálculo de tiempo de concentración

Método	T_c
<i>Kirpich (1940)</i>	<i>1.96 hr</i>
<i>California (Culverts Practice 1942)</i>	<i>5.85 hr</i>
<i>Ecuación de Retardo SCS (1973)</i>	<i>7.57 hr</i>
<i>Izzard (1946)</i>	<i>6.73 hr</i>
T_c Adaptado (Promedio)	5.53 hr

Fuente: Elaboración propia

D. INTENSIDAD

Para calcular la intensidad se utiliza por el método planteado por estudio IILA-SENAMHI-UNI y con las precipitaciones máximas diarias calculadas.

Del método IILA-SENAMHI-UNI se adapta las ecuaciones y valores adimensionales establecidas para la ubicación del área de estudio (región zona 123₆).

1. DATOS IILA-SENAMHI-UNI:

Región : 123₃ (De acuerdo a RNE 2006)

Parámetro de intensidad	: a=	11 mm
Parámetro de función	: k=	0.553
Parámetro (costa, sierra y selva)	: b=	0.4 hr (Sierra)
Parámetro de duración	: n=	0.38 hr
Duración Lluvia (Perú)	: t _g =	15.20 hr

2. PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA ANUAL CALCULADA

P _{máx 24hr} (Tr=140 años)	:	47.00 mm
P _{máx 24hr} (Tr=500 años)	:	51.13 mm

3. ECUACIONES PARA TABULAR INTENSIDADES

Para t >= 3 horas:

$$I(t, T) = \frac{P_{24}}{t_g^n} (t)^{n-1}$$

Para t < 3 horas:

$$I(t, T) = \frac{P_{24}}{t_g^n} (t + b)^{n-1}$$

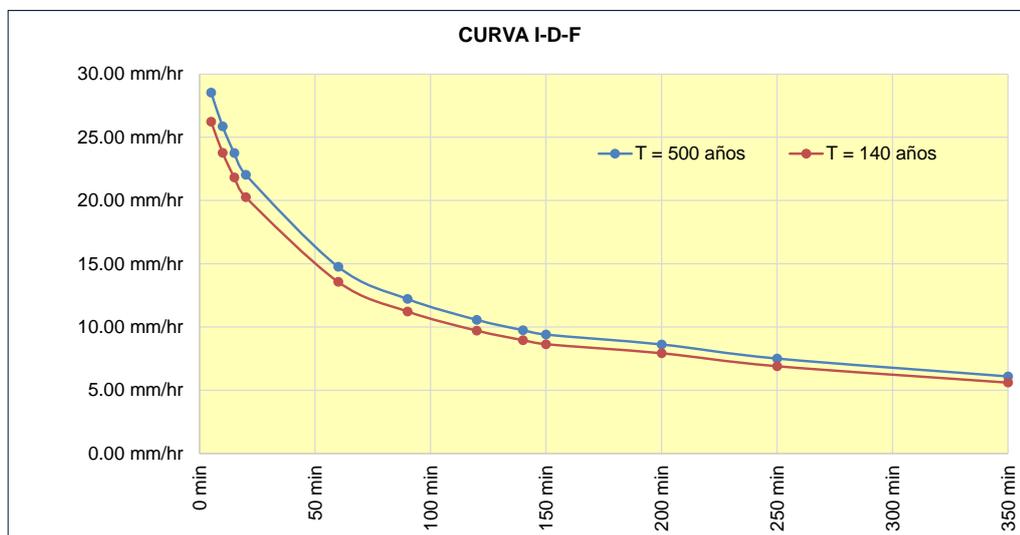
Con los datos seleccionados se tabula y grafica como se muestra a continuación:

Tabla N° 36 Cálculo de intensidades

INTENSIDADES			
Duración (mín.)	Duración (hr)	PERIODO DE RETORNO	
		T = 500 años	T = 140 años
5 min	0.08	28.54 mm/hr	26.23 mm/hr
10 min	0.17	25.86 mm/hr	23.77 mm/hr
15 min	0.25	23.75 mm/hr	21.83 mm/hr
20 min	0.33	22.04 mm/hr	20.26 mm/hr
60 min	1.00	14.76 mm/hr	13.57 mm/hr
90 min	1.50	12.21 mm/hr	11.23 mm/hr
120 min	2.00	10.57 mm/hr	9.71 mm/hr
140 min	2.33	9.75 mm/hr	8.96 mm/hr
150 min	2.50	9.40 mm/hr	8.64 mm/hr
200 min	3.33	8.62 mm/hr	7.92 mm/hr
250 min	4.17	7.50 mm/hr	6.90 mm/hr
350 min	5.83	6.09 mm/hr	5.60 mm/hr

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 33 Gráfico Curva Intensidad – Duración - Frecuencia



Fuente: Elaboración propia

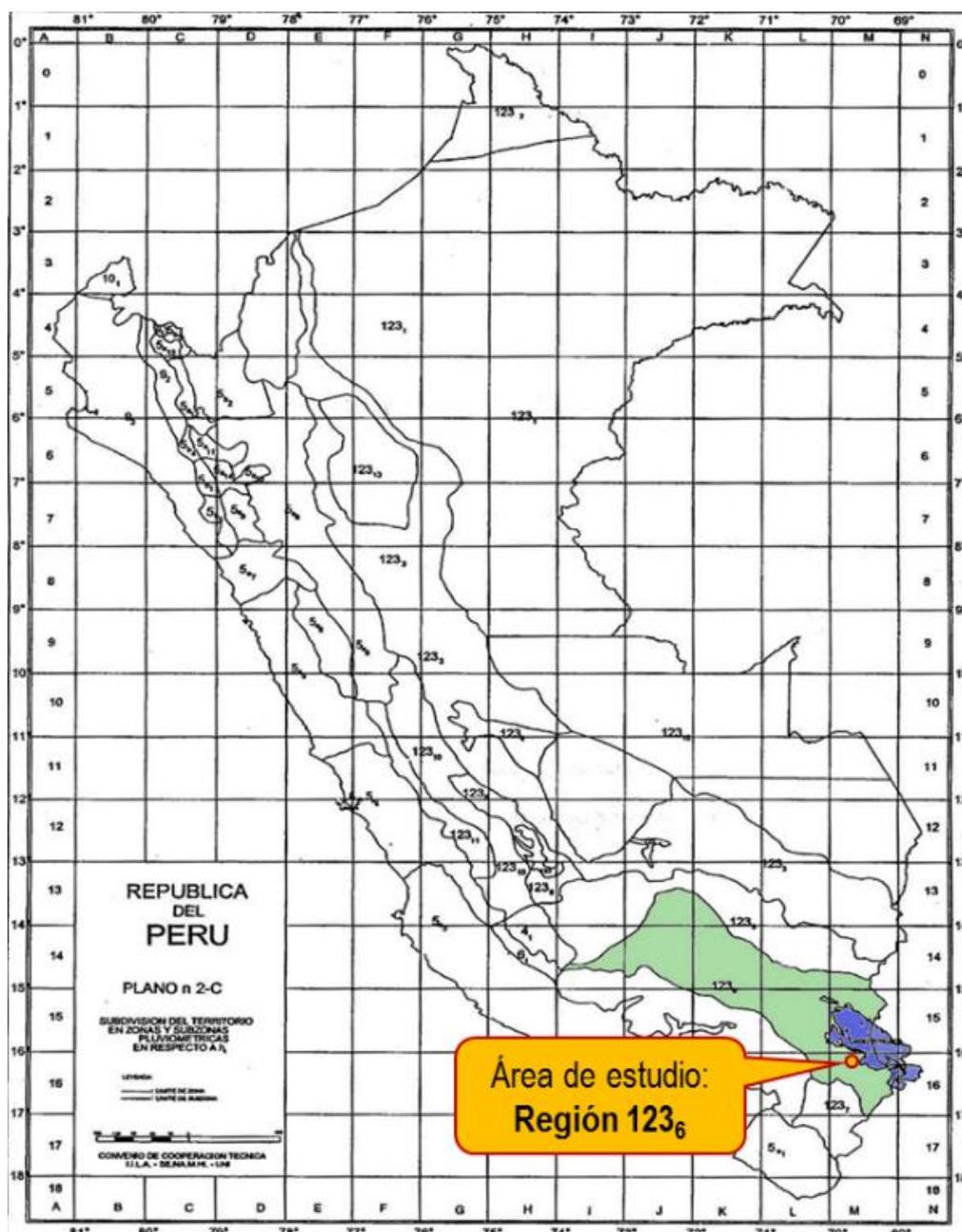
De la misma forma se calcula las intensidades de lluvia para tiempo de concentración 5.53 hr (calculado).

Tabla N° 37 Intensidades de lluvia para periodo de retorno 140 y 500 años, para tiempo de concentración 5.53 horas.

INTENSIDADES ADAPTADAS "I": f(Tc)			
Tc adaptado (mín.)	Tc adaptado (hr)	PERIODO DE RETORNO	
		T = 500 años	T = 140 años
332 min	5.53	6.30 mm/hr	5.79 mm/hr

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 34 Ubicación del proyecto estudio



Fuente: IILA Modificado (RNE, 2006, p.320547 Publicación El Peruano)

E. CÁLCULO DE CAUDAL DE DISEÑO

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2011, p.50) recomiendan para áreas menores a 770 km², para tiempo de concentración entre 0.25 y 24 horas, utilizar el método racional modificado propuesto por Témez (1987, 1991).

✓ CAUDAL DE DISEÑO PARA PERIODO DE RETORNO DE 140 AÑOS.

1. Datos:

$A = 126.60 \text{ km}^2$... Área de la Cuenca
$L = 23.56 \text{ km}$... Longitud de la Cuenca
$S = 0.03 \text{ m/m}$... Pendiente de la Cuenca
$P_{24h} = 47.00 \text{ mm}$... Precipitación máx. diaria (T=140 años)
$CN = 74$... Numero de Curva (Suelo tipo B, Pastizal Condición Optima)
$T_c = 5.53 \text{ hr}$... Tiempo de concentración calculado
$I = 5.79 \text{ mm/hr}$... Intensidad de lluvia

2. Caudal Diseño:

$$Q = 0.278 C I A K$$

Desarrollo:

$$Q = 64.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = 0.230$$

$$I = 5.79$$

$$A = 126.60 \text{ km}^2$$

$$K = 1.38$$

2.1 Coeficiente de Uniformidad:

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Desarrollo:

$$K = 1.38$$

$$T_c = 5.53 \text{ hr}$$

2.2 Precipitación máxima corregida sobre la cuenca:

$$P = K_A \times P_{24h}$$

Desarrollo:

$$P = 40.42$$

$$K_A = 0.86$$

$$P_{24h} = 47.00 \text{ mm}$$

2.3 Coeficiente de Simultaneidad o Factor reductor (K_A):

$$K_A = 1 - \left(\frac{\log_{10} A}{15} \right)$$

Desarrollo:

$$K_A = 0.86$$

$$A = 126.60 \text{ km}^2$$

2.4 Coeficiente de Escorrentía:

$$C = \frac{(P_{24h} - P_0) \times (P_{24h} + 23 \times P_0)}{(P_{24h} + 11 \times P_0)^2}$$

$$P_0 = \frac{5000}{CN} - 50$$

Desarrollo:

$$C = 0.23$$

$$P_0 = 17.57$$

$$P_{24h} = 47.00$$

$$CN = 74$$

✓ CAUDAL DE DISEÑO PARA PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS.

1. Datos:

$A = 126.60 \text{ km}^2$... Área de la Cuenca
$L = 23.56 \text{ km}$... Longitud de la Cuenca
$S = 0.03 \text{ m/m}$... Pendiente de la Cuenca
$P_{24h} = 51.13 \text{ mm}$... Precipitación máx. diaria (T=140 años)
$CN = 74$... Numero de Curva (Suelo tipo B, Pastizal Condición Optima)
$T_c = 5.53 \text{ hr}$... Tiempo de concentración calculado
$I = 6.30 \text{ mm/hr}$... Intensidad de lluvia

2. Caudal Diseño:

$$Q = 0.278 C I A K$$

Desarrollo:

$$Q = 78.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = 0.256$$

$$I = 6.30$$

$$A = 126.60 \text{ km}^2$$

$$K = 1.38$$

2.1 Coeficiente de Uniformidad:

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Desarrollo:

$$K = 1.38$$

$$T_c = 5.53 \text{ hr}$$

2.2 Precipitación máxima corregida sobre la cuenca:

$$P = K_A \times P_{24h}$$

Desarrollo:

$$P = 43.97$$

$$K_A = 0.86$$

$$P_{24h} = 51.13 \text{ mm}$$

2.3 Coeficiente de Simultaneidad o Factor reductor (K_A):

$$K_A = 1 - \left(\frac{\log_{10} A}{15} \right)$$

Desarrollo:

$$K_A = 0.86$$

$$A = 126.60 \text{ km}^2$$

2.4 Coeficiente de Escorrentía:

$$C = \frac{(P_{24h} - P_0) \times (P_{24h} + 23 \times P_0)}{(P_{24h} + 11 \times P_0)^2}$$

$$P_0 = \frac{5000}{CN} - 50$$

Desarrollo:

$$C = 0.26$$

$$P_0 = 17.57$$

$$P_{24h} = 51.13$$

$$CN = 74.00$$

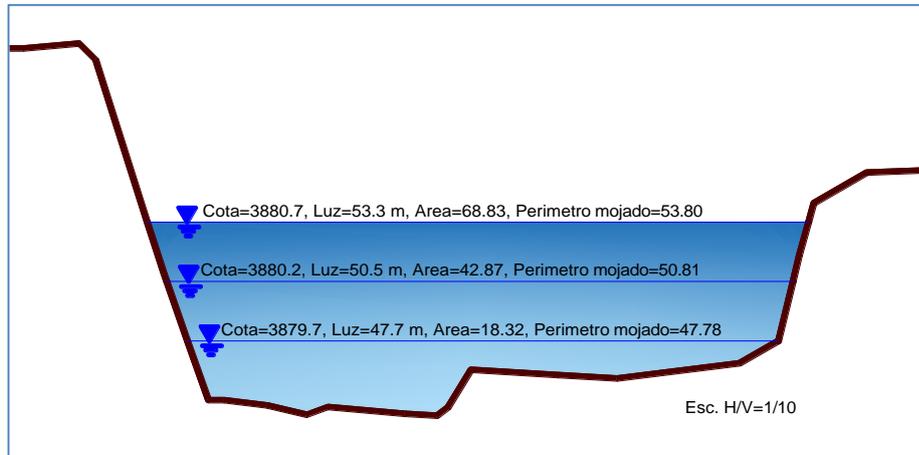
✓ CAUDAL DE DISEÑO:

Con el método racional modificado se ha obtenido un caudal de diseño de 64.55 m³/s, para periodo de retorno de 140 años. Así también un caudal de diseño de 78.10 m³/s, para periodo de retorno de 500 años.

3.3.8. LUZ DE DISEÑO

Para determinar la luz de diseño del puente, se considera la topografía en el punto donde se proyecta el puente, para lo cual por medio de la ecuación de Manning, para diferentes cotas, se determina la luz preliminar del puente, para salvar el obstáculo del río.

Figura N° 35 Sección transversal cauce para determinar luz de diseño, (Estación 0+125 aguas arriba)



Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la sección transversal y la ecuación de Manning, se determina de luz de diseño del puente.

$$Q_i = \frac{A_i \times R_i^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \quad \dots (73)$$

Donde:

- ✓ Q_i : Caudal de la sección "i"
- ✓ A_i : Área de la sección "i"
- ✓ R_i : Radio hidráulico = A_i/P_i
- ✓ P_i : Perímetro mojado de la sección "i"
- ✓ S : Pendiente de cauce
- ✓ n : coeficiente de rugosidad del cauce

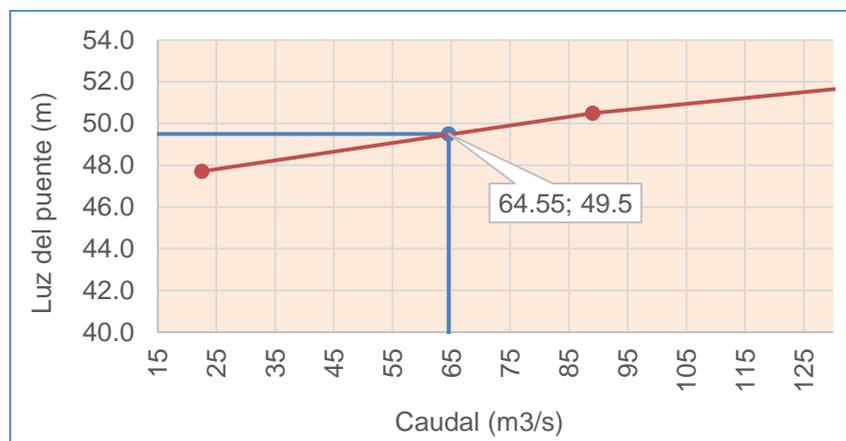
Tabla N° 38 Cálculo de caudal para diferentes luces de diseño

Cota agua (m.s.n.m)	Altura (m)	Área (m ²)	Perímetro mojado (m)	S (m/m)	n (manning)	Caudal (m ³ /s)	Luz (m)
3879.7	0.50	18.32	47.78	0.013	0.049	15.28	47.7
3880.2	0.75	42.87	50.81	0.013	0.049	60.51	50.5
3880.7	1.00	68.83	53.80	0.013	0.049	128.23	53.3

Fuente: Elaboración propia

Con los datos del cuadro anterior, se grafica caudal versus de luz de diseño:

Figura N° 36 Gráfico caudal versus luz de diseño



Fuente: Elaboración propia

En el gráfico anterior, se puede observar que para caudal de diseño de 64.55 m³/s, se necesita una luz de 49.5, por lo cual para el diseño adaptamos como luz de diseño del puente de 50m.

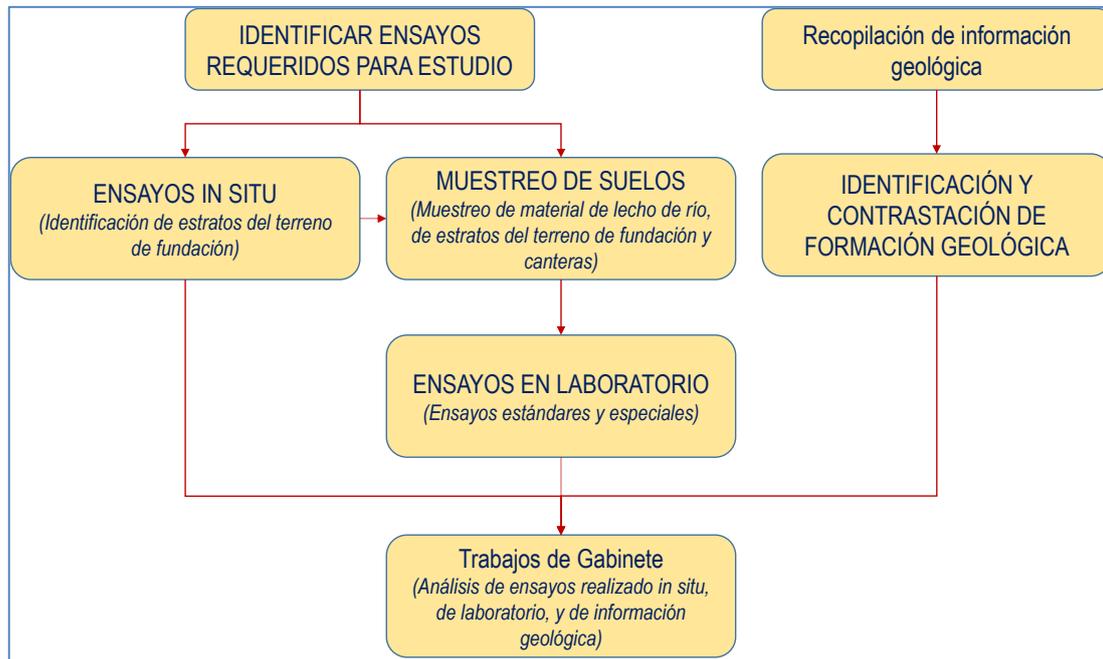
3.4. ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

Con el estudio geológico se determina las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran en la zona de estudio. Así mismo con el estudio geotécnico se establecerá la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de las cimentaciones.

3.4.1. METODOLOGÍA

Para el estudio geológico y geotécnico se ha adaptado el siguiente programa de trabajo:

Figura N° 37 Esquema del programa de trabajo adaptado para estudios geológicos y geotécnicos



Fuente: Elaboración propia

3.4.2. GEOMORFOLOGÍA

A. RELIEVE

La cuenca del río “Cangalli” se encuentra localizado en la sierra sur del Perú, cerca de la cordillera oriental y la cordillera de los Andes, su territorio se extiende desde los 3898 m.s.n.m. hasta alturas de 4750 m.s.n.m. La cuenca está conformada por sub unidades geográficas: Altiplano, ladera o área intermedia y la cordillera, cuyas características de formación topográfica son propias, existiendo laderas, quebradas, llanuras, bofedales y zonas eriazas.

B. CLIMA

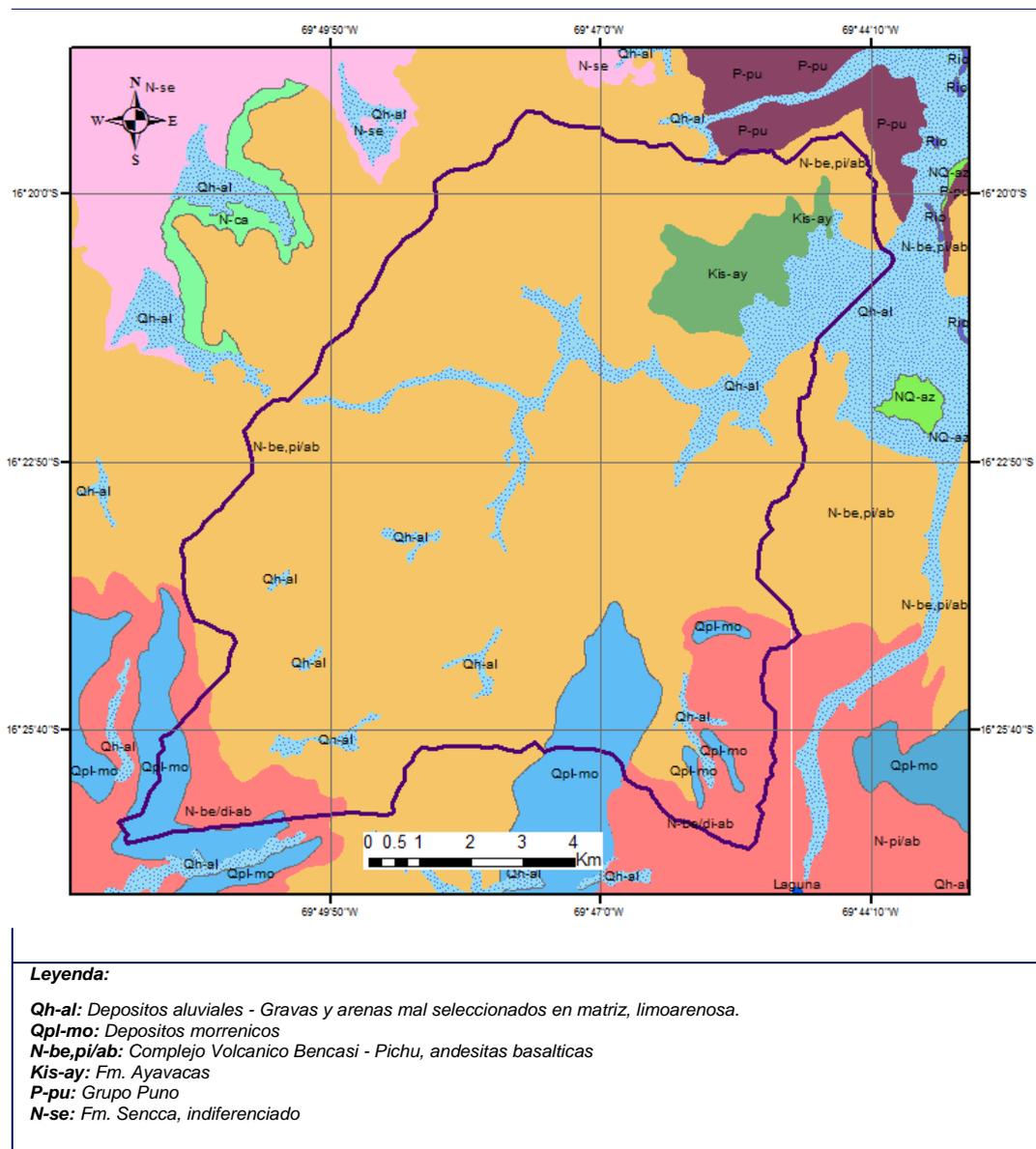
El clima es variado, con clima es frígido y glacial, cuya temperatura promedio es de 6°C sin embargo en los meses de Mayo a Agosto la temperatura desciende hasta los -14°C.

3.4.3. ESTUDIO GEOLÓGICO DE LA ZONA

El estudio geológico de la zona se realizó en base al reconocimiento de terreno, trabajos de campo e información existente de la zona de estudio. La información cartográfica y geológica recopilada para los estudios fue la siguiente:

- ✓ Carta nacional, Hoja 33x (Ilave).
- ✓ Mapa geológico del cuadrante Ilave, Hoja 33x2 y 33x3 (INGEMMET).

Figura N° 38 Geología de la zona de estudio



Fuente: INGEMMET

Qh-al (Depósitos aluviales), Material detrítico, transportado por un río y depositado, casi siempre temporalmente, en puntos a lo largo de su llanura de inundación. Están normalmente compuestos por arenas y gravas.

Qpl-mo (Depósitos morreicos), Están conformadas por gravas angulosas englobadas en matriz areno arcillosa. Se encuentran rellenando los valles glaciares formando los cierres naturales de las lagunas.

N-be, pi/ab (Complejo Volcanico Bencasi - Pichu, andesitas basálticas).

Kis-ay (Fm. Ayavacas), Están conformadas por calizas grises intensamente deformadas, con niveles de limo arcillosas rojizas.

P-pu (Grupo Puno), Están conformadas por areniscas de grano medio a grueso pardas conglomerados gris violáceos.

N-se (Fm. Sencca, indiferenciado), Conformada por tobas vitroclásticas, tobas brechosas.

3.4.4. LITOLOGÍA

Los materiales que se encuentran superficialmente para la fundación del puente, se observa un material cuaternario de tonos grises de consistencia arenas y gravas, encontrándose húmedo.

3.4.5. ASPECTOS GEOMECÁNICOS

El suelo de fundación es un material de suelo granular, este descansa sobre material de depósito aluvial de la serie holocena. La quebrada está constituido en un 90% de material andesita basáltica de textura fina, del

complejo volcánico bencasi – pichu, pertenecientes a la formación grupo barroso del sistema neógeno de la era cenozoica.

3.4.6. GEODINÁMICA EXTERNA

Estos fenómenos, como huaycos, deslizamientos y avalanchas están ausentes en la zona, debido a la distancia entre los procesos de deshielos de las nevadas de las cordilleras, por consiguiente el lugar en estudio no está expuesto a peligro para la seguridad de la obra.

El río denominado “Cangalli” no presenta evidencias de riesgo geodinámico del tipo de deslizamientos que puede afectar la obra, sin embargo existen pequeñas zonas de derrumbe dentro del cauce, propios de la socavación general del cauce en períodos de avenidas.

Figura N° 39 Geodinámica externa del río “Cangalli”



Fuente: Propia

3.4.7. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Durante la exploración de la zona, se encontraron canteras para material de relleno y agregados para concreto como se detalla:

Tabla N° 39 Canteras identificadas para material de relleno, concreto y sellos asfálticos.

CANTERA	UBICACIÓN	POTENCIA	USOS
San Carlos	<p><u>Referencia:</u> Trayecto tramo Siraya – Cangalli, Centro Poblado San Carlos Marcacollo. Coordenadas UTM WGS84 19S: Este 422455.32, Norte 8197111.09. <u>Distancia de transporte:</u> 4.4 km <u>Tipo de acceso:</u> Afirmado</p>	<p>Potencia bruta: 23580 m³ Potencia aprovechable: 16500 m³</p>	Material de relleno
Chilacani	<p><u>Referencia:</u> Trayecto tramo Siraya – Cangalli (lado izquierdo), Centro Poblado Utaja Chilacani, banco depositado en el río Huenque. Coordenadas UTM WGS84 19S: Este 422542.60, Norte 8193080.77. <u>Distancia de transporte:</u> 1 km <u>Tipo de acceso:</u> Trocha carrozable</p>	<p>Potencia bruta: 67200 m³ Potencia aprovechable 47000 m³</p>	Concreto, Sellos asfálticos.

Fuente: *Elaboración propia.*

Figura N° 40 *Fotografía de la Cantera San Carlos para uso como material relleno*



Fuente: Propia

Figura N° 41 *Fotografía de la Cantera Chilacani, para uso como material concreto y para sellos asfálticos.*



3.4.8. GEOTECNIA

A. ENSAYOS EN CAMPO

Para el trabajo de campo se han realizado esencialmente perforaciones en el ensayo de penetración estándar (SPT) con obtención de testigos.

En la tabla siguiente se presenta las perforaciones realizadas para plantear alternativas de puentes a analizar y la profundidad alcanzada.

Tabla N° 40 Relación de perforaciones realizadas

Nombre de Quebrada	Tipo de Estructura	Sondaje	Punto	Profundidad Realizada
Cangalli	Puente	SPT-1	ED	12.00
		SPT-2	EI	12.00

Fuente: Elaboración propia

El equipo utilizado SPT, está compuesto por los siguientes accesorios:

- ✓ Trípode
- ✓ Martillo de 63.5 kg para 76 cm de caída.
- ✓ Muestreador o cuchara
- ✓ Motor

Para el procedimiento del ensayo se ha tomado en consideración los siguientes puntos:

- ✓ Se limpia el lugar respectivo, luego se hincan el muestreador en el terreno, contando el número de golpes necesarios hasta obtener tres tramos de quince centímetros.
- ✓ Los primeros quince centímetros no se usa en los cálculos ya que en estos, el suelo puede presentar alguna alteración.
- ✓ La norma ASTM D1586-84 nos indica que podemos dar por finalizada la prueba una vez llegados cincuenta golpes en un tramo de quince centímetros, cien golpes en total o cuando no hay penetración durante diez golpes.

El muestreador consiste en un tubo partido, que nos permitió obtener muestras alteradas, el mismo posibilita la identificación de los materiales constituyentes para representar el perfil estratigráfico del suelo de fundación.

Figura N° 42 *Ensayo con equipo SPT en estribo derecho.*



Fuente: Propia

Figura N° 43 *Ensayo con equipo SPT en estribo izquierdo.*



Fuente: Propia

Figura N° 44 Obtención de muestras con muestreador, durante ensayo con equipo SPT.



Fuente: Propia

También durante trabajos en campo se ha extraído muestras de material de lecho donde se proyecta el puente. Por otro lado se ha extraído muestras de material de relleno de la cantera San Carlos identificado.

Tabla N° 41 Resumen de calicatas realizadas

Calicata	Profundidad (m)	Nivel freático (m)	Nro. de muestras.	Ubicación
C-1	1.00	0.40	1	Alineamiento del puente, estribo izquierdo.
C-2	1.00	0.45	1	Alineamiento del puente, estribo derecho.
C-3	1.20	0.90	1	Aguas arriba, a una distancia igual al ancho del cauce.
C-4	1.20	0.80	1	Aguas arriba, a una distancia igual a dos veces el ancho del cauce.
C-5	1.20	No alcanzado	1	Cantera San Carlos identificada

Fuente: Elaboración propia

B. ENSAYOS EN LABORATORIO

Se han efectuado los siguientes ensayos estándares en las muestras obtenidas durante el ensayo SPT y en la muestra de material de relleno de la cantera explorada San Carlos.

- ✓ Análisis Granulométricos por tamizado ASTM D 422, MTC E 107 - 2000
- ✓ Límites de Atterberg, (Límite Líquido y Límite Plástico) ASTM D 4318, MTC E 110, 111 - 2000
- ✓ Humedad Natural ASTM D 2216, MTC E 108 - 2000
- ✓ Clasificaciones SUCS.
- ✓ Clasificaciones AASHTO.

A continuación se muestra resumen de los resultados para los ensayos de laboratorio estándar realizados para las muestras extraídas.

Tabla N° 42 Cuadro resumen de resultados de ensayos estándares

MUESTRA	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)			C.H. (%)	Clasificación
		Grava	Arena	Finos	LL	LP	IP		SUCS
M-1 (Estribo derecho)	0.00 – 0.90	23.66	71.48	4.86	NP	NP	NP	15.5	SP
M-2 (Estribo derecho)	0.90 – 6.75	38.13	54.42	7.45	NP	NP	NP	18.8	SP-SM
M-3 (Estribo derecho)	6.75 – 12.15	40.39	41.41	18.20	NP	NP	NP	18.5	SM
M-4 (Estribo izquierdo)	0.00 – 1.35	71.31	24.86	3.83	NP	NP	NP	16.6	GP
M-5 (Estribo izquierdo)	1.35 – 7.20	35.76	57.11	7.13	NP	NP	NP	18.8	SP-SM

M-6 (Estribo izquierdo)	7.20 – 12.15	43.24	43.74	13.01	NP	NP	NP	18.2	SM
C-1 (Lecho de río)	0.00 – 1.00	66.34	31.71	1.96	NP	NP	NP	9.8	GW
C-2 (Lecho de río)	0.00 – 1.00	65.42	29.59	4.99	NP	NP	NP	9.5	GW
C-3 (Lecho de río)	0.00 – 1.20	60.64	29.83	9.53	NP	NP	NP	6.7	GP-GM
C-4 (Lecho de río)	0.00 – 1.20	28.03	28.74	13.23	NP	NP	NP	3.9	GM
C-5 (Cantera San Carlos)	0.00 – 1.20	49.72	43.13	7.15	28.1	20.1	8	4.9	GP-GC

LEYENDA:

LL: Limite líquido.

LP: Limite plástico.

IP: Índice plástico.

NP: No presenta.

GW: Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arenas con pocos finos o sin ellos.

GP: Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos.

GM: Gravas limosas mal graduadas, mezclas de gravas, arena y limo.

SM: Arena limosa, mezclas de arena y arcilla mal graduada.

SP: Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos.

SP-SM: Arenas mal graduadas con arenas limosas.

GP-GM: Gravas mal graduadas y gravas limosas mal graduadas.

GP-GC: Gravas mal graduadas y Gravas arcillosas.

Fuente: *Elaboración Propia*

Los análisis y gráficos de los ensayos estándares, así como de los ensayos de in situ efectuados se adjuntan en el Anexo 8 del presente trabajo.

3.4.9. CORRELACIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN PARA SUELOS GRANULARES CON EL “N” DEL ENSAYO SPT

A. NÚMERO DE GOLPES DEL ENSAYO SPT

Del análisis de ensayo de penetración estándar se resume para probables profundidades de desplante.

Tabla N° 43 Resumen número de golpes SPT (N) ensayadas, para diferentes profundidades

ESTRIBO DERECHO			ESTRIBO IZQUIERDO		
Profundidad (m)	SUCS	Nro. golpes cada 30 cm.	Profundidad (m)	SUCS	Nro. golpes cada 30 cm.
0.00	SP	6	0.00	GP	11
0.68		11	0.20		11
0.90		11	0.90		16
1.80	SP-SM	19	1.80	SP-SM	22
2.70		20	2.70		21
3.60		21	3.60		22
4.50		20	4.50		23
5.40		22	5.40		23
6.75		22	6.30		22
7.20	SM	31	7.20	SM	26
8.10		29	8.10		34
9.00		35	9.00		36
9.90		37	9.90		40
10.80		38	10.80		39
11.70		38	11.70		42
12.15		39	12.15		41
Nivel Freatico: 0.68 m			Nivel Freatico: 0.20 m		

Fuente: Elaboración propia

B. CORRELACIÓN PARA SUELOS NO COHESIVOS ENTRE DENSIDAD RELATIVA, COMPACIDAD Y NÚMERO GOLPES SPT (HUNT, 1984)

Hunt (1984), ha elaborado correlaciones de los parámetros básicos de suelos granulares clasificados de acuerdo al criterio de Casagrande, como se muestra en los dos cuadros siguientes:

Tabla N° 44 Correlación para suelos no cohesivos entre densidad relativa, compacidad y número de golpes SPT “N” (Hunt, 1984)

COMPACIDAD	DENSIDAD RELATIVA (Dr)	N (SPT)
Muy suelto	< 0.15	< 4
Suelto	0.15 – 0.35	4 – 10
Medianamente duro	0.35 – 0.65	10 – 30
Denso (compacto)	0.65 – 0.85	30 – 50
Muy denso	0.85 – 1.00	> 50

Tabla N° 45 Propiedades comunes de los suelos no cohesivos (Hunt, 1984)

Material	Compacidad	Dr (%)	N(1)	Densidad seca	Índice de poros (e)	Ángulo fricción interna
GW	Densa	75	90	2.21	0.22	40
	Medianamente densa	50	55	2.08	0.28	36
	suelta	25	< 28	1.97	0.36	32
GP	Densa	75	70	2.04	0.33	38
	Medianamente densa	50	50	1.92	0.39	35
	suelta	25	< 20	1.83	0.47	32
SW	Densa	75	65	1.89	0.43	37
	Medianamente densa	50	35	1.79	0.49	34
	suelta	25	< 15	1.7	0.57	30
SP	Densa	75	50	1.76	0.52	36
	Medianamente densa	50	30	1.67	0.6	33
	suelta	25	< 10	1.59	0.65	29
SM	Densa	75	45	1.65	0.62	35
	Medianamente densa	50	25	1.55	0.74	32
	suelta	25	< 8	1.49	0.8	29
ML	Densa	75	35	1.49	0.8	33
	Medianamente densa	50	20	1.41	0.9	31
	suelta	25	< 4	1.35	1	27

Fuente: Ensayos geotécnicos in situ (Devincenzi, 2004, p.22)

Con los cuadros anteriores y el número de golpes promedio ensayados para cada estrato se ha estimado las densidades secas.

Tabla N° 46 Densidad relativa y seca para estribo derecho

Estrato	Nro. golpes STP (promedio)	Compacidad	Densidad relativa (Dr)	Densidad seca (tn/m ³)
SP	11	Suelto	0.15 – 0.35	1.59
SP-SM	21	Medianamente duro	0.35 – 0.65	1.58
SM	35	Denso	0.65 – 0.85	1.60

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 47 Densidad relativa y seca para estribo izquierdo

Estrato	Nro. golpes STP (promedio)	Compacidad	Densidad relativa (D_r)	Densidad seca (tn/m^3)
GP	13	Medianamente duro	0.35 – 0.65	1.83
SP-SM	23	Medianamente duro	0.35 – 0.65	1.59
SM	39	Denso	0.65 – 0.85	1.62

Fuente: Elaboración propia

C. CÁLCULO DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN

El ángulo de fricción del terreno de fundación para diferentes profundidades se correlaciona el número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT) mediante las correlaciones planteadas por Peck, Hanson y Thornburn (1989) y Hatanaka y Uchida (1996).

Correlación para ángulo de fricción y número de golpes SPT:

Peck, Hanson y Thornburn (1989):

$$\phi^o = 27.1 + 0.3 N_{corr.} - 0.00054 N_{corr.}^2 \quad \dots (74)$$

Hatanaka y Uchida (1996):

$$\phi^o = \sqrt{20 N_{corr.}} + 20 \quad \dots (75)$$

Donde:

- ✓ Φ^o : Ángulo de fricción del terreno.
- ✓ $N_{corr.}$: Número de golpes del SPT corregido.

Tabla N° 48 Correlación de ángulo de fricción interna con “N” SPT, para estribo derecho, para diferentes profundidades, con nivel freático 0.68m.

Z (m)	SUCS	Ncorr	Ángulo fricción interna (ϕ)		
			(Peck et. al. (1989))	(Hatanaka y Uchida, 1996)	Selección para diseño
0.00	SP	0			
0.68		6	29.0	31.3	29.0
0.90		6	29.0	31.3	29.0
1.80	SP-SM	11	30.3	34.8	30.3
2.70		12	30.5	35.2	30.5
3.60		12	30.7	35.6	30.7
4.50		13	30.9	36.2	30.9
5.40		14	31.3	37.0	31.3
6.75		16	31.7	37.8	31.7
7.20	SM	22	33.4	40.8	33.4
8.10		19	32.7	39.6	32.7
9.00		22	33.5	41.1	33.5
9.90		24	33.9	41.7	33.9
10.80		23	33.8	41.6	33.8
11.70		22	33.6	41.2	33.6
12.15		23	33.6	41.3	33.6

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 49 Correlación de ángulo de fricción interna con “N” SPT, para estribo izquierdo, para diferentes profundidades, con nivel freático 0.20m.

Z (m)	SUCS	Ncorr	Ángulo fricción interna (ϕ)		
			(Peck et. al. (1989))	(Hatanaka y Uchida, 1996)	Selección para diseño
0.00	SP	0			
0.20		6	29.0	31.3	29.0
0.90		9	29.8	33.6	29.8
1.80	SP-SM	13	30.8	36.0	30.8
2.70		12	30.7	35.6	30.7
3.60		13	30.8	36.0	30.8
4.50		15	31.5	37.4	31.5
5.40		15	31.5	37.4	31.5
6.30		16	31.8	38.0	31.8
7.20	SM	19	32.6	39.5	32.6
8.10		23	33.7	41.4	33.7
9.00		23	33.8	41.5	33.8
9.90		26	34.5	42.7	34.5
10.80		24	34.0	42.0	34.0
11.70		25	34.3	42.4	34.3
12.15		24	34.0	41.9	34.0

Fuente: Elaboración propia

Ecuación para estimar número de golpes del SPT corregido ($N_{corr.}$):

$$N_{corr.} = C_N N n_1 n_2 n_3 n_4 \dots (76)$$

Donde:

- ✓ $N_{corr.}$: Número de golpes del SPT corregido
- ✓ C_N : Factor de corrección por presión de sobrecarga.
- ✓ n_1 : Factor de corrección por eficiencia de energía del Martillo.
- ✓ n_2 : Factor de corrección por longitud de la tubería.
- ✓ n_3 : Factor de corrección por continuidad del estrato.
- ✓ n_4 : Corrección por diámetro de la caña Partida.

Tabla N° 50 Número de golpes del SPT corregido ($N_{corr.}$), para estribo derecho, con nivel freático 0.68m

Z (m)	SUCS	N (golpes/pie)	σ' (ton/m ²)	$C_N \sqrt{1/\sigma'}$	η_1 :	η_2 :	η_3 :	η_4 :	N_{corr}
0.00	SP	6							
0.68		11	1.08	1.50	0.64	0.75	0.80	1.00	6
0.90		11	1.21	1.50	0.64	0.75	0.80	1.00	6
1.80	SP-SM	19	1.73	1.50	0.64	0.75	0.80	1.00	11
2.70		20	2.26	1.50	0.64	0.75	0.80	1.00	12
3.60		21	2.78	1.50	0.64	0.75	0.80	1.00	12
4.50		20	3.30	1.50	0.64	0.85	0.80	1.00	13
5.40		22	3.82	1.50	0.64	0.85	0.80	1.00	14
6.75		22	4.60	1.47	0.64	0.95	0.80	1.00	16
7.20		SM	31	4.87	1.43	0.64	0.95	0.80	1.00
8.10	29		5.41	1.36	0.64	0.95	0.80	1.00	19
9.00	35		5.95	1.30	0.64	0.95	0.80	1.00	22
9.90	37		6.49	1.24	0.64	1.00	0.80	1.00	24
10.80	38		7.03	1.19	0.64	1.00	0.80	1.00	23
11.70	38		7.57	1.15	0.64	1.00	0.80	1.00	22
12.15	39		7.84	1.13	0.64	1.00	0.80	1.00	23

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 51 Número de golpes del SPT corregido ($N_{corr.}$), para estribo izquierdo, con nivel freático 0.20m

Z (m)	SUCS	N (golpes/pie)	σ' (ton/m ²)	C_N $\sqrt{1/\sigma'}$	η_1 :	η_2 :	η_3 :	η_4 :	Ncorr
0.00	GP	11							
0.20		11	0.37	1.50	0.64	0.75	0.80	1.00	6
0.90		16	0.95	1.50	0.64	0.75	0.80	1.00	9
1.80	SP-SM	22	1.26	1.50	0.64	0.75	0.80	1.00	13
2.70		21	1.79	1.50	0.64	0.75	0.80	1.00	12
3.60		22	2.32	1.50	0.64	0.75	0.80	1.00	13
4.50		23	2.86	1.50	0.64	0.85	0.80	1.00	15
5.40		23	3.39	1.50	0.64	0.85	0.80	1.00	15
6.30		22	3.92	1.50	0.64	0.95	0.80	1.00	16
7.20		26	4.45	1.50	0.64	0.95	0.80	1.00	19
8.10	SM	34	5.22	1.38	0.64	0.95	0.80	1.00	23
9.00		36	5.78	1.32	0.64	0.95	0.80	1.00	23
9.90		40	6.34	1.26	0.64	1.00	0.80	1.00	26
10.80		39	6.90	1.20	0.64	1.00	0.80	1.00	24
11.70		42	7.45	1.16	0.64	1.00	0.80	1.00	25
12.15		41	7.73	1.14	0.64	1.00	0.80	1.00	24

Fuente: Elaboración propia.

Factor de corrección por presión de sobrecarga (C_N), según Liao y Whitman (1986):

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'}} ; \sigma' = \sigma_t - u \quad \dots (77)$$

Donde:

- ✓ C_N : Factor de corrección por presión de sobrecarga.
- ✓ σ' : Esfuerzo vertical efectivo.
- ✓ σ_t : Esfuerzo vertical total = $\gamma \cdot z$
- ✓ u : Presión de poros.
- ✓ γ : Densidad del suelo
- ✓ z : Profundidad

Tabla N° 52 Cálculo de esfuerzos efectivos y factor de corrección por sobrecarga, para estribo derecho, con nivel freático a 0.68m.

Profundidad (m)	SUCS	Densidad (ton/m ³)	Esfuerzo Total (ton/m ²)	Presión de poros (ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo (ton/m ²)	C _N √1/σ'
0.00	SP	1.59	0	0	0.00	
0.68		1.59	1.08	0	1.08	1.50
0.90		1.59	1.43	0.22	1.21	1.50
1.80	SP-SM	1.58	2.85	1.12	1.73	1.50
2.70		1.58	4.28	2.02	2.26	1.50
3.60		1.58	5.70	2.92	2.78	1.50
4.50		1.58	7.12	3.82	3.30	1.50
5.40		1.58	8.54	4.72	3.82	1.50
6.75	SM	1.58	10.67	6.07	4.60	1.47
7.20		1.60	11.39	6.52	4.87	1.43
8.10		1.60	12.83	7.42	5.41	1.36
9.00		1.60	14.27	8.32	5.95	1.30
9.90		1.60	15.71	9.22	6.49	1.24
10.80		1.60	17.15	10.12	7.03	1.19
11.70		1.60	18.59	11.02	7.57	1.15
12.15		1.60	19.31	11.47	7.84	1.13

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 53 Cálculo de esfuerzos efectivos y factor de corrección por sobrecarga, para estribo izquierdo, con nivel freático a 0.20m

Profundidad (m)	SUCS	Densidad (ton/m ³)	Esfuerzo Total (ton/m ²)	Presión de poros (ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo σ' (ton/m ²)	C _N √1/σ'
0.00	GP	1.83	0.00	0	0.00	
0.20		1.83	0.37	0	0.37	1.50
0.90		1.83	1.65	0.7	0.95	1.50
1.80	SP-SM	1.59	2.86	1.6	1.26	1.50
2.70		1.59	4.29	2.5	1.79	1.50
3.60		1.59	5.72	3.4	2.32	1.50
4.50		1.59	7.16	4.3	2.86	1.50
5.40		1.59	8.59	5.2	3.39	1.50
6.30		1.59	10.02	6.1	3.92	1.50
7.20	SM	1.59	11.45	7	4.45	1.50
8.10		1.62	13.12	7.9	5.22	1.38
9.00		1.62	14.58	8.8	5.78	1.32
9.90		1.62	16.04	9.7	6.34	1.26
10.80		1.62	17.50	10.6	6.90	1.20
11.70		1.62	18.95	11.5	7.45	1.16
12.15			1.62	19.68	11.95	7.73

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la correlación del número de golpes del SPT y el ángulo de fricción, se puede resumir para los estratos de los estribos lo siguiente:

Tabla N° 54 Número de golpes del SPT y el ángulo de fricción, para estribo derecho, por estratos.

Estrato	Profundidad	N _{corr} (Promedio)	Densidad (ton/m ³)	Ángulo fricción interna (φ)
SP	0.68 -0.90	6	1.59	29.00
SP-SM	0.90 – 6.75	13	1.58	30.30
SM	6.75 – 12.15	22	1.60	32.70

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 55 Número de golpes del SPT y el ángulo de fricción, para estribo izquierdo, por estratos.

Estrato	Profundidad	N _{corr} (Promedio)	Densidad (ton/m ³)	Ángulo fricción interna (φ)
GP	0.20 -0.90	8	1.83	29.00
SP-SM	0.90 – 7.20	15	1.59	30.70
SM	7.20 – 12.15	24	1.62	32.60

Fuente: Elaboración propia

3.4.10. CÁLCULO DE CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

La capacidad admisible se ha analizado usando la fórmula de Terzagui y Peck (1967) con los parámetros de Vesic (1973).

$$q_u = S_c C N_c + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + S_q \gamma D_f N_q, q_{adm} = \frac{q_u}{F.S.} \quad \dots (78)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad \dots (79)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad \dots (80)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi' \quad \dots (81)$$

$$S_c = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad \dots (82)$$

$$S_q = 1 + \tan \phi' \left(\frac{B}{L} \right) \quad \dots (83)$$

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \left(\frac{B}{L} \right) \quad \dots (84)$$

Donde:

- ✓ q_{adm} : capacidad admisible del suelo
- ✓ q_u : capacidad ultima del suelo
- ✓ F.S.: factor de seguridad (frecuentemente utilizado como 2 y 3)
- ✓ γ : Peso unitario del suelo
- ✓ B: Ancho de la cimentación
- ✓ D_f : Profundidad de cimentación
- ✓ N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga.
- ✓ S_c, S_q, S_γ : Factores de forma (Vesic, 1979)

Tomando en cuenta estos criterios se obtienen los siguientes resultados:

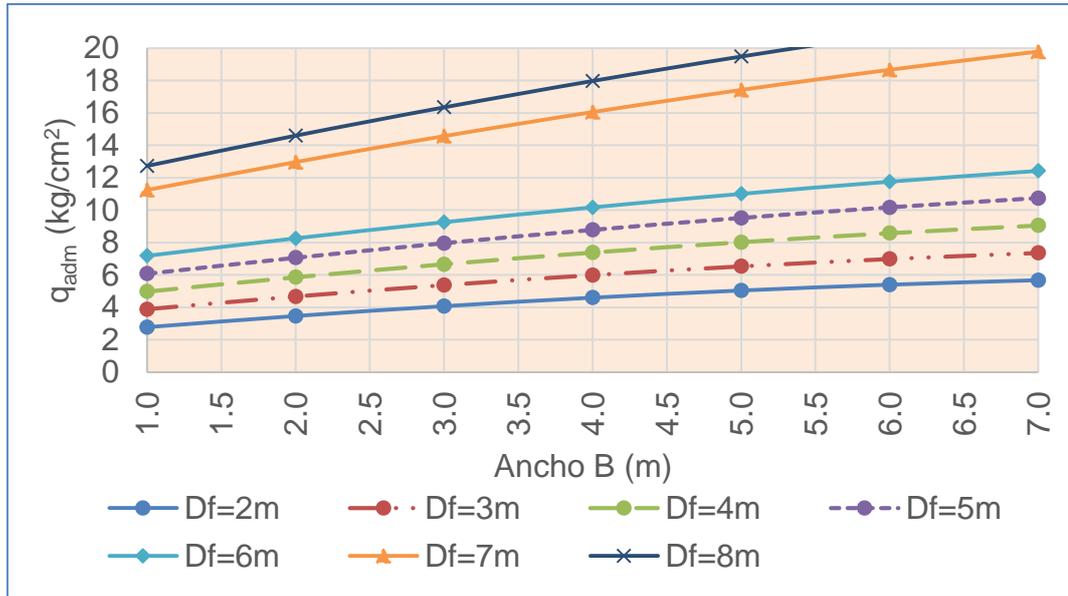
Tabla N° 56 Cálculo de la capacidad admisible por resistencia para estribo derecho ($L=6.00m$)

D_f (m)	γ (kg/m ³)	ϕ'	c'	B (m)	L (m)	Factor de Capacidad de Carga			Factor de Forma			q_{ult} (kg/cm ²)	F.S.	q_{adm} (kg/cm ²)
						N_q	N_γ	N_c	S_q	S_γ	S_c			
2	1580	30.3	0	1.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.10	0.93	1.10	8.33	3.00	2.78
2	1580	30.3	0	2.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.19	0.87	1.21	10.40	3.00	3.47
2	1580	30.3	0	3.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.29	0.80	1.31	12.21	3.00	4.07
2	1580	30.3	0	4.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.39	0.73	1.41	13.79	3.00	4.60
2	1580	30.3	0	5.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.49	0.67	1.51	15.11	3.00	5.04
2	1580	30.3	0	6.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.58	0.60	1.62	16.19	3.00	5.40
2	1580	30.3	0	7.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.68	0.53	1.72	17.03	3.00	5.68
3	1580	30.3	0	1.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.10	0.93	1.10	11.63	3.00	3.88
3	1580	30.3	0	2.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.19	0.87	1.21	13.99	3.00	4.66

3	1580	30.3	0	3.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.29	0.80	1.31	16.10	3.00	5.37
3	1580	30.3	0	4.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.39	0.73	1.41	17.97	3.00	5.99
3	1580	30.3	0	5.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.49	0.67	1.51	19.59	3.00	6.53
3	1580	30.3	0	6.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.58	0.60	1.62	20.96	3.00	6.99
3	1580	30.3	0	7.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.68	0.53	1.72	22.08	3.00	7.36
4	1580	30.3	0	1.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.10	0.93	1.10	14.93	3.00	4.98
4	1580	30.3	0	2.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.19	0.87	1.21	17.58	3.00	5.86
4	1580	30.3	0	3.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.29	0.80	1.31	19.99	3.00	6.66
4	1580	30.3	0	4.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.39	0.73	1.41	22.15	3.00	7.38
4	1580	30.3	0	5.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.49	0.67	1.51	24.06	3.00	8.02
4	1580	30.3	0	6.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.58	0.60	1.62	25.73	3.00	8.58
4	1580	30.3	0	7.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.68	0.53	1.72	27.14	3.00	9.05
5	1580	30.3	0	1.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.10	0.93	1.10	18.23	3.00	6.08
5	1580	30.3	0	2.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.19	0.87	1.21	21.18	3.00	7.06
5	1580	30.3	0	3.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.29	0.80	1.31	23.88	3.00	7.96
5	1580	30.3	0	4.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.39	0.73	1.41	26.33	3.00	8.78
5	1580	30.3	0	5.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.49	0.67	1.51	28.53	3.00	9.51
5	1580	30.3	0	6.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.58	0.60	1.62	30.49	3.00	10.16
5	1580	30.3	0	7.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.68	0.53	1.72	32.20	3.00	10.73
6	1580	30.3	0	1.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.10	0.93	1.10	21.53	3.00	7.18
6	1580	30.3	0	2.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.19	0.87	1.21	24.77	3.00	8.26
6	1580	30.3	0	3.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.29	0.80	1.31	27.76	3.00	9.25
6	1580	30.3	0	4.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.39	0.73	1.41	30.51	3.00	10.17
6	1580	30.3	0	5.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.49	0.67	1.51	33.01	3.00	11.00
6	1580	30.3	0	6.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.58	0.60	1.62	35.26	3.00	11.75
6	1580	30.3	0	7.0	6.0	19.04	23.42	30.87	1.68	0.53	1.72	37.26	3.00	12.42
7	1600	32.7	0	1.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.11	0.93	1.11	33.72	3.00	11.24
7	1600	32.7	0	2.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.21	0.87	1.22	38.89	3.00	12.96
7	1600	32.7	0	3.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.32	0.80	1.33	43.70	3.00	14.57
7	1600	32.7	0	4.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.43	0.73	1.45	48.15	3.00	16.05
7	1600	32.7	0	5.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.53	0.67	1.56	52.24	3.00	17.41
7	1600	32.7	0	6.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.64	0.60	1.67	55.98	3.00	18.66
7	1600	32.7	0	7.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.75	0.53	1.78	59.35	3.00	19.78
8	1600	32.7	0	1.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.11	0.93	1.11	38.18	3.00	12.73
8	1600	32.7	0	2.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.21	0.87	1.22	43.78	3.00	14.59
8	1600	32.7	0	3.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.32	0.80	1.33	49.02	3.00	16.34
8	1600	32.7	0	4.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.43	0.73	1.45	53.90	3.00	17.97
8	1600	32.7	0	5.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.53	0.67	1.56	58.43	3.00	19.48
8	1600	32.7	0	6.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.64	0.60	1.67	62.59	3.00	20.86
8	1600	32.7	0	7.0	6.0	25.18	33.61	37.66	1.75	0.53	1.78	66.40	3.00	22.13

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 45 Gráfico capacidad admisible versus ancho, para estribo derecho ($L=6.00m$) con diferentes profundidades (D_f).



Fuente: Elaboración propia

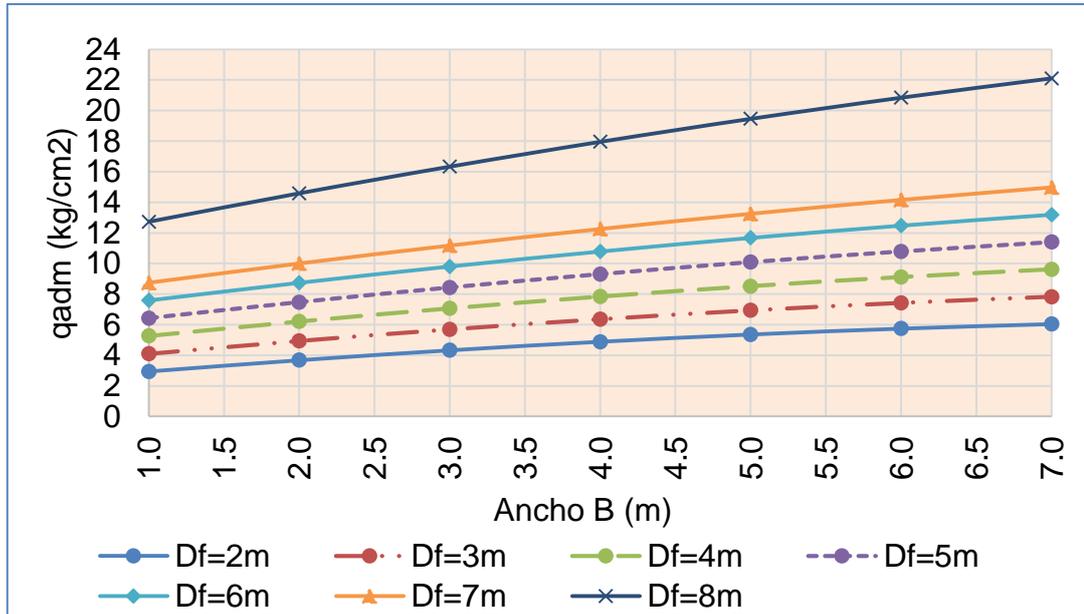
Tabla N° 57 Cálculo de la capacidad admisible por resistencia para estribo izquierdo ($L=6.00m$)

D_f (m)	γ (kg/m^3)	ϕ'	c'	B (m)	L (m)	Factor de Capacidad de Carga			Factor de Forma			q_{ult} (kg/cm^2)	F.S.	q_{adm} (kg/cm^2)
						N_q	N_γ	N_c	S_q	S_γ	S_c			
2	1590	30.7	0	1.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.10	0.93	1.10	8.81	3.00	2.94
2	1590	30.7	0	2.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.20	0.87	1.21	11.02	3.00	3.67
2	1590	30.7	0	3.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.30	0.80	1.31	12.96	3.00	4.32
2	1590	30.7	0	4.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.40	0.73	1.42	14.64	3.00	4.88
2	1590	30.7	0	5.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.49	0.67	1.52	16.06	3.00	5.35
2	1590	30.7	0	6.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.59	0.60	1.63	17.21	3.00	5.74
2	1590	30.7	0	7.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.69	0.53	1.73	18.11	3.00	6.04
3	1590	30.7	0	1.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.10	0.93	1.10	12.29	3.00	4.10
3	1590	30.7	0	2.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.20	0.87	1.21	14.81	3.00	4.94
3	1590	30.7	0	3.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.30	0.80	1.31	17.07	3.00	5.69
3	1590	30.7	0	4.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.40	0.73	1.42	19.07	3.00	6.36
3	1590	30.7	0	5.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.49	0.67	1.52	20.80	3.00	6.93
3	1590	30.7	0	6.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.59	0.60	1.63	22.27	3.00	7.42
3	1590	30.7	0	7.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.69	0.53	1.73	23.47	3.00	7.82
4	1590	30.7	0	1.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.10	0.93	1.10	15.77	3.00	5.26

4	1590	30.7	0	2.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.20	0.87	1.21	18.61	3.00	6.20
4	1590	30.7	0	3.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.30	0.80	1.31	21.18	3.00	7.06
4	1590	30.7	0	4.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.40	0.73	1.42	23.49	3.00	7.83
4	1590	30.7	0	5.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.49	0.67	1.52	25.53	3.00	8.51
4	1590	30.7	0	6.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.59	0.60	1.63	27.32	3.00	9.11
4	1590	30.7	0	7.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.69	0.53	1.73	28.83	3.00	9.61
5	1590	30.7	0	1.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.10	0.93	1.10	19.26	3.00	6.42
5	1590	30.7	0	2.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.20	0.87	1.21	22.41	3.00	7.47
5	1590	30.7	0	3.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.30	0.80	1.31	25.29	3.00	8.43
5	1590	30.7	0	4.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.40	0.73	1.42	27.91	3.00	9.30
5	1590	30.7	0	5.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.49	0.67	1.52	30.27	3.00	10.09
5	1590	30.7	0	6.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.59	0.60	1.63	32.37	3.00	10.79
5	1590	30.7	0	7.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.69	0.53	1.73	34.20	3.00	11.40
6	1590	30.7	0	1.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.10	0.93	1.10	22.74	3.00	7.58
6	1590	30.7	0	2.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.20	0.87	1.21	26.20	3.00	8.73
6	1590	30.7	0	3.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.30	0.80	1.31	29.40	3.00	9.80
6	1590	30.7	0	4.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.40	0.73	1.42	32.34	3.00	10.78
6	1590	30.7	0	5.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.49	0.67	1.52	35.01	3.00	11.67
6	1590	30.7	0	6.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.59	0.60	1.63	37.42	3.00	12.47
6	1590	30.7	0	7.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.69	0.53	1.73	39.56	3.00	13.19
7	1590	30.7	0	1.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.10	0.93	1.10	26.22	3.00	8.74
7	1590	30.7	0	2.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.20	0.87	1.21	30.00	3.00	10.00
7	1590	30.7	0	3.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.30	0.80	1.31	33.51	3.00	11.17
7	1590	30.7	0	4.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.40	0.73	1.42	36.76	3.00	12.25
7	1590	30.7	0	5.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.49	0.67	1.52	39.75	3.00	13.25
7	1590	30.7	0	6.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.59	0.60	1.63	42.47	3.00	14.16
7	1590	30.7	0	7.0	6.0	19.93	24.86	31.88	1.69	0.53	1.73	44.93	3.00	14.98
8	1620	32.6	0	1.0	6.0	24.88	33.10	37.34	1.11	0.93	1.11	38.18	3.00	12.73
8	1620	32.6	0	2.0	6.0	24.88	33.10	37.34	1.21	0.87	1.22	43.76	3.00	14.59
8	1620	32.6	0	3.0	6.0	24.88	33.10	37.34	1.32	0.80	1.33	48.99	3.00	16.33
8	1620	32.6	0	4.0	6.0	24.88	33.10	37.34	1.43	0.73	1.44	53.85	3.00	17.95
8	1620	32.6	0	5.0	6.0	24.88	33.10	37.34	1.53	0.67	1.56	58.36	3.00	19.45
8	1620	32.6	0	6.0	6.0	24.88	33.10	37.34	1.64	0.60	1.67	62.51	3.00	20.84
8	1620	32.6	0	7.0	6.0	24.88	33.10	37.34	1.75	0.53	1.78	66.31	3.00	22.10

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 46 Gráfico capacidad admisible versus ancho, para estribo izquierdo (L=6.00m) con diferentes profundidades (Df).



Fuente: Elaboración propia

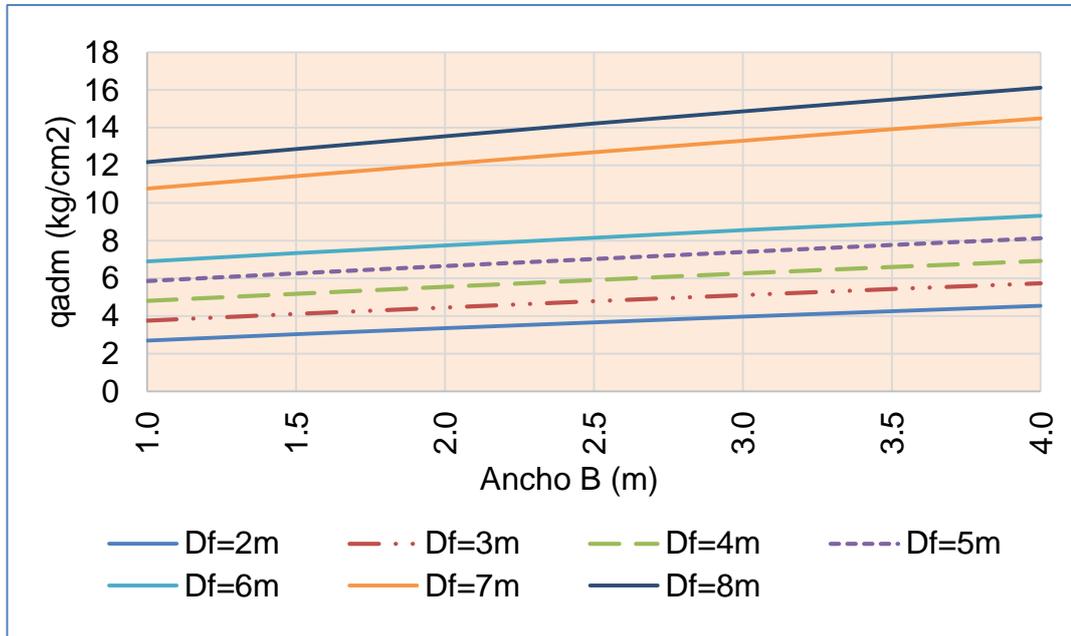
Tabla N° 58 Cálculo de la capacidad admisible por resistencia para puente con baterial de alcantarillas metalicas (L=12.20m)

D _r (m)	γ (kg/m ³)	Φ	c'	B (m)	L (m)	Factor de Capacidad de Carga			Factor de Forma			q _{ult} (kg/cm ²)	F.S.	q _{adm} (kg/cm ²)
						N _q	N _γ	N _c	S _q	S _γ	S _c			
2	158	30.	0	1.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.0	0.9	1.0	8.09	3.00	2.70
2	158	30.	0	1.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.0	0.9	1.0	9.09	3.00	3.03
2	158	30.	0	2.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	10.0	3.00	3.35
2	158	30.	0	2.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	10.9	3.00	3.66
2	158	30.	0	3.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	11.8	3.00	3.96
2	158	30.	0	3.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.8	1.1	12.7	3.00	4.25
2	158	30.	0	4.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.8	1.2	13.6	3.00	4.53
3	158	30.	0	1.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.0	0.9	1.0	11.2	3.00	3.75
3	158	30.	0	1.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.0	0.9	1.0	12.3	3.00	4.10
3	158	30.	0	2.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	13.3	3.00	4.45
3	158	30.	0	2.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	14.3	3.00	4.78
3	158	30.	0	3.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	15.3	3.00	5.11
3	158	30.	0	3.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.8	1.1	16.2	3.00	5.42
3	158	30.	0	4.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.8	1.2	17.1	3.00	5.73
4	158	30.	0	1.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.0	0.9	1.0	14.4	3.00	4.80

4	158	30.	0	1.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.0	0.9	1.0	15.5	3.00	5.18
4	158	30.	0	2.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	16.6	3.00	5.55
4	158	30.	0	2.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	17.7	3.00	5.91
4	158	30.	0	3.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	18.7	3.00	6.26
4	158	30.	0	3.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.8	1.1	19.7	3.00	6.59
4	158	30.	0	4.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.8	1.2	20.7	3.00	6.92
5	158	30.	0	1.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.0	0.9	1.0	17.5	3.00	5.85
5	158	30.	0	1.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.0	0.9	1.0	18.7	3.00	6.25
5	158	30.	0	2.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	19.9	3.00	6.65
5	158	30.	0	2.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	21.0	3.00	7.03
5	158	30.	0	3.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	22.2	3.00	7.40
5	158	30.	0	3.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.8	1.1	23.3	3.00	7.77
5	158	30.	0	4.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.8	1.2	24.3	3.00	8.12
6	158	30.	0	1.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.0	0.9	1.0	20.7	3.00	6.90
6	158	30.	0	1.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.0	0.9	1.0	21.9	3.00	7.33
6	158	30.	0	2.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	23.2	3.00	7.75
6	158	30.	0	2.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	24.4	3.00	8.15
6	158	30.	0	3.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.9	1.1	25.6	3.00	8.55
6	158	30.	0	3.5	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.8	1.1	26.8	3.00	8.94
6	158	30.	0	4.0	12.2	19.0	23.4	30.8	1.1	0.8	1.2	27.9	3.00	9.31
7	160	32.	0	1.0	12.2	25.1	33.6	37.6	1.0	0.9	1.0	32.2	3.00	10.76
7	160	32.	0	1.5	12.2	25.1	33.6	37.6	1.0	0.9	1.0	34.2	3.00	11.42
7	160	32.	0	2.0	12.2	25.1	33.6	37.6	1.1	0.9	1.1	36.1	3.00	12.06
7	160	32.	0	2.5	12.2	25.1	33.6	37.6	1.1	0.9	1.1	38.0	3.00	12.69
7	160	32.	0	3.0	12.2	25.1	33.6	37.6	1.1	0.9	1.1	39.9	3.00	13.31
7	160	32.	0	3.5	12.2	25.1	33.6	37.6	1.1	0.8	1.1	41.7	3.00	13.91
7	160	32.	0	4.0	12.2	25.1	33.6	37.6	1.2	0.8	1.2	43.4	3.00	14.49
8	160	32.	0	1.0	12.2	25.1	33.6	37.6	1.0	0.9	1.0	36.5	3.00	12.17
8	160	32.	0	1.5	12.2	25.1	33.6	37.6	1.0	0.9	1.0	38.6	3.00	12.87
8	160	32.	0	2.0	12.2	25.1	33.6	37.6	1.1	0.9	1.1	40.6	3.00	13.55
8	160	32.	0	2.5	12.2	25.1	33.6	37.6	1.1	0.9	1.1	42.6	3.00	14.21
8	160	32.	0	3.0	12.2	25.1	33.6	37.6	1.1	0.9	1.1	44.5	3.00	14.86
8	160	32.	0	3.5	12.2	25.1	33.6	37.6	1.1	0.8	1.1	46.4	3.00	15.50
8	160	32.	0	4.0	12.2	25.1	33.6	37.6	1.2	0.8	1.2	48.3	3.00	16.12

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 47 Gráfico capacidad admisible versus ancho, para puente con batería de alcantarillas metálicas (L=12.20m) con diferentes profundidades (Df).



Fuente: Elaboración propia

3.4.11. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DEL SUELO

Se ha adaptado el criterio de limitar el asentamiento de la cimentación a 1 pulgada, por el tipo de cimentación convencional (Norma E-050). Los asentamientos son básicamente instantáneos que vienen hacer los asentamientos totales que sufrirá la cimentación. Los asentamientos dependerán de los valores de los modulos de elasticidad.

Según la teoría elástica podemos utilizar la siguiente expresión:

$$S_i = \frac{q B (1 - \mu^2)}{E_s} I_f \quad \dots (85)$$

$$I_f = \frac{\sqrt{\frac{L}{B}}}{\beta_z} \quad \dots (86)$$

Donde:

- ✓ S_i : asentamiento en cm
- ✓ μ : Relación de Poisson
- ✓ I_f : Factor de forma (cm/m)
- ✓ E_s : Módulo de elasticidad (kg/cm^2)
- ✓ q : Presion de trabajo (kg/cm^2)
- ✓ B : Ancho de la cimentación (m)

El modulo de elasticidad, se puede estimar de la siguiente tabla:

Tabla N° 59 Modulo de elasticidad (E_s), para diferentes suelos

Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad , E_s		
	Kg/cm^2	lb/pul^2	MN/m^2
Arena Suelta	105.46 - 246.07	1,500 – 3,500	10.35 – 24.15
Arena densa media	175.76 - 281.22	2,500 – 4,000	17.25 – 27.60
Arena densa	351.53 - 562.45	5,000 – 8,000	34.50 – 55.20
Arena limosa	105.46 - 175.76	1,500 – 2,500	10.35 – 17.25
Arena y grava	703.06 - 1757.6	10,000 – 25,000	69.00 – 172.50
Arcilla suave	42.184 - 210.92	600 – 3,000	4.1 – 20.7
Arcilla media	210.92 - 421.84	3,000 – 6,000	20.7 – 41.4
Arcilla firme	421.84 - 984.29	6,000 – 14,000	41.4 – 96.6

Fuente: Cuadro 7.5 Parametros elásticos para varios suelos (Atala, 2011, p.297)

La granulometría del suelo de fundación, esta compuesta por arenas mal graduadas con presencia de gravas, para lo cual estimamos que el modulo de elasticidad es 750 kg/cm^2 con modulo de poisson de 0.25.

Teniendo en cuenta estos parámetros se obtiene los siguientes resultados:

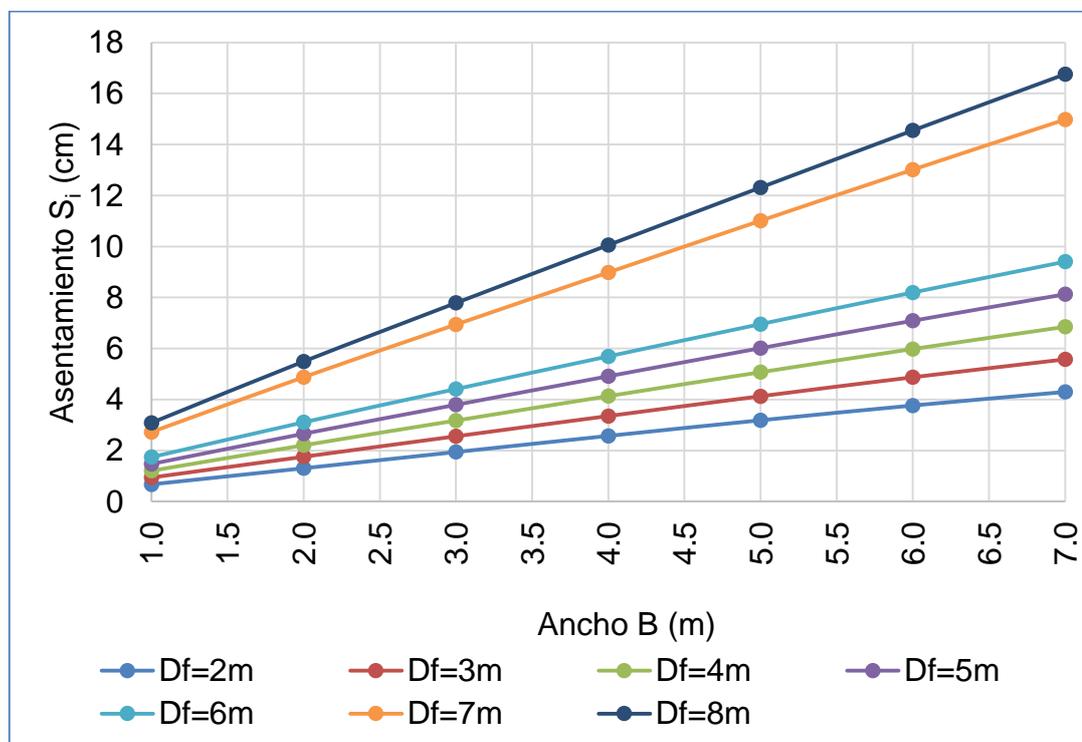
Tabla N° 60 Cálculo de asentamiento para estribo derecho (L=6.00m), para diferentes profundidades y anchos

D_f (m)	B (m)	L/B	βz	I_r (cm/m)	E_s (kg/cm ²)	μ	q (kg/cm ²)	S_i (cm)
2	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	2.78	0.67
2	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	3.47	1.30
2	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	4.07	1.94
2	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	4.60	2.57
2	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	5.04	3.18
2	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	5.40	3.76
2	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	5.68	4.30
3	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	3.88	0.94
3	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	4.66	1.75
3	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	5.37	2.56
3	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	5.99	3.35
3	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	6.53	4.13
3	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	6.99	4.87
3	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	7.36	5.57
4	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	4.98	1.21
4	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	5.86	2.21
4	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	6.66	3.17
4	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	7.38	4.13
4	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	8.02	5.07
4	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	8.58	5.98
4	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	9.05	6.85
5	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	6.08	1.47
5	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	7.06	2.66
5	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	7.96	3.79
5	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	8.78	4.91
5	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	9.51	6.01
5	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	10.16	7.09
5	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	10.73	8.13
6	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	7.18	1.74
6	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	8.26	3.11
6	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	9.25	4.41
6	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	10.17	5.69
6	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	11.00	6.96

6	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	11.75	8.20
6	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	12.42	9.40
7	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	11.24	2.72
7	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	12.96	4.88
7	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	14.57	6.94
7	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	16.05	8.98
7	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	17.41	11.01
7	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	18.66	13.01
7	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	19.78	14.98
8	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	12.73	3.08
8	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	14.59	5.49
8	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	16.34	7.79
8	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	17.97	10.05
8	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	19.48	12.31
8	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	20.86	14.55
8	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	22.13	16.76

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 48 Gráfico de ancho versus asentamiento, para estribo derecho (L=6.00m) en diferentes profundidades



Fuente: Elaboración propia

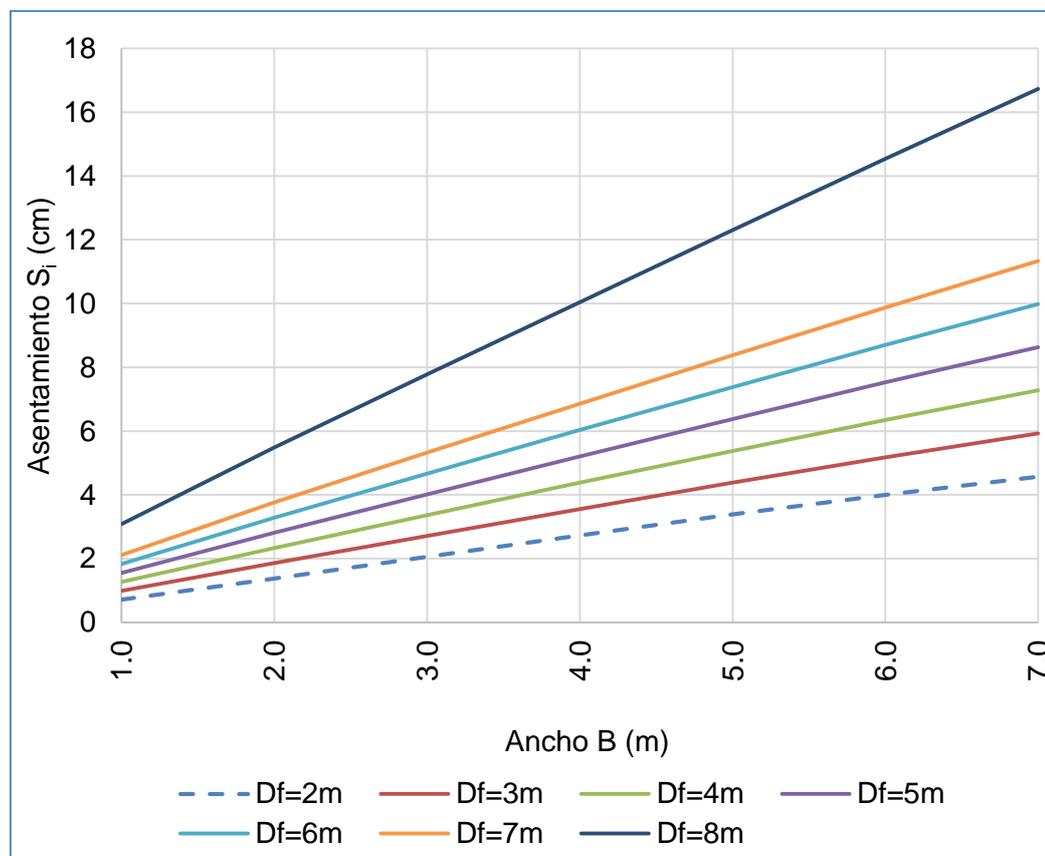
Tabla N° 61 Cálculo de asentamiento para estribo izquierdo
(L=6.00m), para diferentes profundidades y anchos

D_i (m)	B (m)	L/B	βz	I_r (cm/m)	E_s (kg/cm ²)	μ	q (kg/cm ²)	S_i (cm)
2	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	2.94	0.71
2	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	3.67	1.38
2	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	4.32	2.06
2	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	4.88	2.73
2	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	5.35	3.38
2	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	5.74	4.00
2	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	6.04	4.57
3	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	4.10	0.99
3	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	4.94	1.86
3	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	5.69	2.71
3	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	6.36	3.56
3	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	6.93	4.38
3	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	7.42	5.18
3	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	7.82	5.92
4	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	5.26	1.27
4	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	6.20	2.33
4	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	7.06	3.36
4	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	7.83	4.38
4	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	8.51	5.38
4	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	9.11	6.35
4	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	9.61	7.28
5	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	6.42	1.56
5	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	7.47	2.81
5	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	8.43	4.02
5	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	9.30	5.21
5	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	10.09	6.38
5	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	10.79	7.52
5	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	11.40	8.63
6	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	7.58	1.84
6	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	8.73	3.29
6	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	9.80	4.67
6	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	10.78	6.03
6	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	11.67	7.38
6	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	12.47	8.70
6	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	13.19	9.98

7	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	8.74	2.12
7	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	10.00	3.76
7	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	11.17	5.32
7	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	12.25	6.86
7	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	13.25	8.38
7	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	14.16	9.87
7	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	14.98	11.34
8	1.0	6.00	1.26	1.94	750	0.25	12.73	3.08
8	2.0	3.00	1.15	1.51	750	0.25	14.59	5.49
8	3.0	2.00	1.11	1.27	750	0.25	16.33	7.78
8	4.0	1.50	1.09	1.12	750	0.25	17.95	10.05
8	5.0	1.20	1.08	1.01	750	0.25	19.45	12.30
8	6.0	1.00	1.08	0.93	750	0.25	20.84	14.53
8	7.0	0.86	1.07	0.87	750	0.25	22.10	16.73

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 49 Gráfico de ancho versus asentamiento, para estribo izquierdo (L=6.00m) en diferentes profundidades



Fuente: Elaboración propia

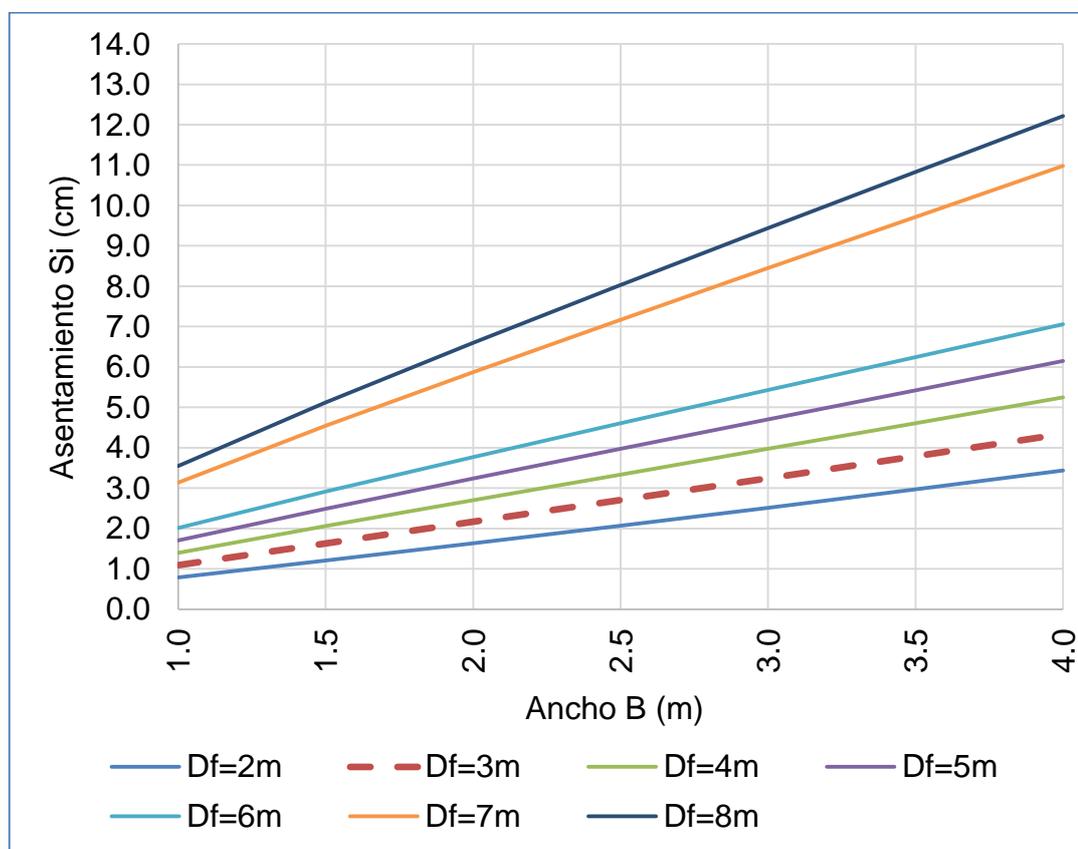
Tabla N° 62 Cálculo de asentamiento para puente con batería de alcantarillas metálicas ($L=12.20m$), para diferentes profundidades y anchos

D_f (m)	B (m)	L/B	βz	I_f (cm/m)	E_s (kg/cm ²)	μ	q (kg/cm ²)	S_i (cm)
2	1.0	12.20	1.50	2.33	750	0.25	2.70	0.79
2	1.5	8.13	1.34	2.12	750	0.25	3.03	1.21
2	2.0	6.10	1.27	1.95	750	0.25	3.35	1.63
2	2.5	4.88	1.22	1.81	750	0.25	3.66	2.07
2	3.0	4.07	1.19	1.69	750	0.25	3.96	2.52
2	3.5	3.49	1.17	1.60	750	0.25	4.25	2.97
2	4.0	3.05	1.15	1.52	750	0.25	4.53	3.43
3	1.0	12.20	1.50	2.33	750	0.25	3.75	1.09
3	1.5	8.13	1.34	2.12	750	0.25	4.10	1.63
3	2.0	6.10	1.27	1.95	750	0.25	4.45	2.17
3	2.5	4.88	1.22	1.81	750	0.25	4.78	2.70
3	3.0	4.07	1.19	1.69	750	0.25	5.11	3.24
3	3.5	3.49	1.17	1.60	750	0.25	5.42	3.79
3	4.0	3.05	1.15	1.52	750	0.25	5.73	4.34
4	1.0	12.20	1.50	2.33	750	0.25	4.80	1.40
4	1.5	8.13	1.34	2.12	750	0.25	5.18	2.06
4	2.0	6.10	1.27	1.95	750	0.25	5.55	2.70
4	2.5	4.88	1.22	1.81	750	0.25	5.91	3.34
4	3.0	4.07	1.19	1.69	750	0.25	6.26	3.97
4	3.5	3.49	1.17	1.60	750	0.25	6.59	4.61
4	4.0	3.05	1.15	1.52	750	0.25	6.92	5.24
5	1.0	12.20	1.50	2.33	750	0.25	5.85	1.71
5	1.5	8.13	1.34	2.12	750	0.25	6.25	2.49
5	2.0	6.10	1.27	1.95	750	0.25	6.65	3.24
5	2.5	4.88	1.22	1.81	750	0.25	7.03	3.97
5	3.0	4.07	1.19	1.69	750	0.25	7.40	4.70
5	3.5	3.49	1.17	1.60	750	0.25	7.77	5.43
5	4.0	3.05	1.15	1.52	750	0.25	8.12	6.15
6	1.0	12.20	1.50	2.33	750	0.25	6.90	2.01
6	1.5	8.13	1.34	2.12	750	0.25	7.33	2.92
6	2.0	6.10	1.27	1.95	750	0.25	7.75	3.77
6	2.5	4.88	1.22	1.81	750	0.25	8.15	4.61
6	3.0	4.07	1.19	1.69	750	0.25	8.55	5.43
6	3.5	3.49	1.17	1.60	750	0.25	8.94	6.24

6	4.0	3.05	1.15	1.52	750	0.25	9.31	7.05
7	1.0	12.20	1.50	2.33	750	0.25	10.76	3.14
7	1.5	8.13	1.34	2.12	750	0.25	11.42	4.54
7	2.0	6.10	1.27	1.95	750	0.25	12.06	5.88
7	2.5	4.88	1.22	1.81	750	0.25	12.69	7.17
7	3.0	4.07	1.19	1.69	750	0.25	13.31	8.45
7	3.5	3.49	1.17	1.60	750	0.25	13.91	9.72
7	4.0	3.05	1.15	1.52	750	0.25	14.49	10.98
8	1.0	12.20	1.50	2.33	750	0.25	12.17	3.55
8	1.5	8.13	1.34	2.12	750	0.25	12.87	5.12
8	2.0	6.10	1.27	1.95	750	0.25	13.55	6.60
8	2.5	4.88	1.22	1.81	750	0.25	14.21	8.03
8	3.0	4.07	1.19	1.69	750	0.25	14.86	9.44
8	3.5	3.49	1.17	1.60	750	0.25	15.50	10.83
8	4.0	3.05	1.15	1.52	750	0.25	16.12	12.21

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 50 Gráfico de ancho versus asentamiento, para puente con batería de alcantarillas metálicas (L=12.20) en diferentes profundidades



Fuente: Elaboración propia

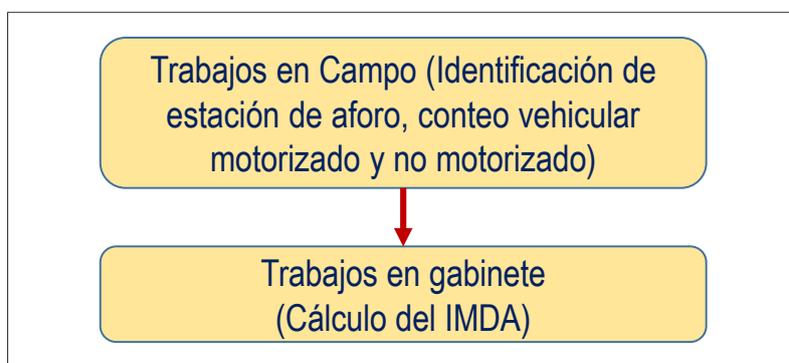
3.5. ESTUDIOS DE TRÁFICO

Con el estudio de tráfico se cuantifica, clasifica y se reconoce el volumen de vehículos que se movilizan en el tramo en estudio (carretera Cangalli – Siraya), en la situación actual con las correcciones del caso.

3.5.1. METODOLOGÍA

Para el estudio tráfico se ha adaptado el siguiente programa de trabajo:

Figura N° 51 Esquema del programa de trabajo adaptado para estudios geológicos y geotécnicos



Fuente: Elaboración propia

3.5.2. TRABAJO DE CAMPO

Se ha ubicado como estación de aforo, el área donde se proyecta el puente, dentro de la carretera Cangalli – Siraya.

El conteo de tráfico peatonal y vehicular motorizado y no motorizado (bicicleta), se ha realizado durante los días 04 al 10 de enero del año 2016, del mismo se ha generados los cuadros de volúmenes vehiculares, siguientes:

Tabla N° 63 Volumen de tráfico de vehículos ligeros y pesados contabilizados

Hora	Lunes			Martes			Miércoles			Jueves			Viernes			Sábado			Domingo			
	Camioneta Pick	Camioneta Rural	Camión C2	Camioneta Pick	Camioneta Rural	Camión C2	Camioneta Pick	Camioneta Rural	Camión C2	Camioneta Pick	Camioneta Rural	Camión C2	Camioneta Pick	Camioneta Rural	Camión C2	Camioneta Pick	Camioneta Rural	Camión C2	Camioneta Pick	Camioneta Rural	Camión C2	
00-05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
05-06	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
06-07	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	1	0	1	0	0	1	0	0	2	0	
07-08	1	1	0	1	1	0	1	0	0	1	2	0	1	0	0	1	0	0	0	1	1	
08-09	2	0	0	0	0	0	1	1	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	
09-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	
10-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
11-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
12-13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
13-14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	
14-15	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	1	1	0	1	0	
15-16	1	0	0	1	0	0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	
16-17	2	1	0	0	0	0	0	0	0	2	1	0	1	1	0	0	1	0	0	2	0	
17-18	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
18-19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
19-20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
20-24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
TOTAL	6	4	0	2	3	0	4	3	0	6	7	2	4	4	0	2	3	1	0	7	3	

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 64 Volumen de tráfico peatonal y otros medios de transporte contabilizados

Hora	Lunes			Martes			Miércoles			Jueves			Viernes			Sábado			Domingo		
	Peatón	Moto lineal	Motocarga	Peatón	Moto lineal	Motocarga	Peatón	Moto lineal	Motocarga	Peatón	Moto lineal	Motocarga	Peatón	Moto lineal	Motocarga	Peatón	Moto lineal	Motocarga	Peatón	Moto lineal	Motocarga
00-05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
05-06	2	3	0	1	2	0	1	2	0	3	3	0	3	3	0	2	4	0	1	2	0
06-07	1	4	0	2	3	0	2	3	0	1	2	0	1	6	0	2	2	0	2	1	0
07-08	1	0	0	1	0	0	1	0	0	2	1	1	1	0	0	1	0	0	1	0	0

08-09	2	2	0	3	2	0	2	2	0	1	2	0	2	1	0	3	1	0	1	1	0
09-10	0	1	1	0	2	1	0	1	1	0	2	1	0	1	1	0	2	1	0	1	1
10-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
11-12	0	3	0	0	3	0	0	2	0	0	2	0	0	5	0	0	4	0	0	2	0
12-13	2	2	0	1	2	0	2	2	0	1	3	0	1	3	0	2	1	0	1	2	0
13-14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14-15	1	1	0	1	2	0	1	1	0	2	2	0	2	1	0	1	1	0	1	2	0
15-16	1	1	1	2	1	1	2	1	1	2	2	2	2	1	0	2	1	1	1	1	1
16-17	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	2	0	1	0	2	1	0	0	1	0	0
17-18	0	3	0	0	5	0	0	5	0	0	2	0	0	2	0	0	5	1	0	1	0
18-19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19-20	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0
20-24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOTAL	11	21	2	12	23	2	12	20	2	13	28	4	13	24	3	14	22	4	9	14	2

Fuente: Elaboración propia

3.5.3. FACTOR DE CORRECCIÓN ESTACIONAL

El Ministerio de Transporte de comunicaciones, en su sitio web <http://mtcgeo2.mtc.gob.pe/imdweb>, señala que el El Factor de Corrección Estacional (FCE) es un valor numérico requerido para expandir la muestra del flujo vehicular semanal realizado a un comportamiento anualizado del tránsito. El volumen de tráfico además de las variaciones horarias y diarias varía según las estaciones climatológicas del año, por lo tanto es necesario efectuar una corrección para eliminar estas fluctuaciones.

En la ruta en estudio, no existe una unidad de peaje, por lo que se usó el peaje llave (para vehículos pesados) y Ayaviri (para vehículos ligeros), como patrón estacional similar al área en estudio, debido a la cercanía del área en estudio.

El Factor de Corrección Estacional (FCE) se tomó de la Directiva del Sistema Nacional de Inversión Pública Resolución Directoral N° 003-2011-

EF/68.01, Anexo SNIP 09 correspondiente al peaje llave y peaje Ayaviri, para el mes de enero.

Tabla N° 65 Factor de corrección estacional (FCE), peaje llave (Vehículos pesados) y peaje Ayaviri (vehículos livianos)

Tipo de Vehículo	FCE enero
Ligeros	1,036650
Pesados	1.098290

Fuente: Anexo SNIP 09 (R.D. N° 006-2012-EF/63.01, 2012, p. 38,40)

3.5.4. ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL

Para determinar el índice medio diario anual el Ministerio de Transporte de comunicaciones, en su sitio web <http://mtcgeo2.mtc.gob.pe/imdweb>, propone la siguiente ecuación:

$$IMDA = IMDS \times FCA \quad \dots (87)$$

$$IMDS = \frac{\sum V_i}{7} \quad \dots (88)$$

Donde:

- ✓ IMDA: Índice medio diario anual.
- ✓ IMDS: Índice medio diario semanal.
- ✓ FCA: Factor de corrección estacional
- ✓ V_i : Volumen vehicular diario de cada uno de los 7 días de conteo vehicular.

Con las ecuaciones anteriores se calcula que el índice medio diario anual, de donde se obtiene que para el estudio el IMDA es 10 vehículos por día, como se detalla en el cuadro siguiente:

Tabla N° 66 Cálculo del índice medio diario anual

Vehículo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	ΣV_i	IMDS	FCE	IMDA
Camioneta Rural	6	2	4	6	4	2	0	24	3	1.03665	4
Camioneta Pick Up	4	3	3	7	4	3	7	31	4	1.09829	5
Camión C2	0	0	0	2	0	1	3	6	1	1.09829	1
										TOTAL IMDA	10

Fuente: Elaboración propia

Así mismo se calcula el promedio diario de tráfico de otros medios de transporte, de donde el tráfico peatonal es de 12 personas por día que cruzan a pie o en bicicleta el río y para medios de transporte de motos lineal es de 22 y para motocarga es de 3, como se detalla en el cuadro siguiente:

Tabla N° 67 Cálculo del promedio de tráfico diario para otros medios de transporte.

Tráfico	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	ΣV_i	Tráfico diario
Peatón	11	12	12	13	13	14	9	84	12
Moto lineal	21	23	20	28	24	22	14	152	22
Motocarga	2	2	2	4	3	4	2	19	3

Fuente: Elaboración propia

De los cuadros anteriores se observa que el río es utilizado para cruzar en mayor cantidad por peatones que cruzan a pie y en moto lineal, en condiciones inadecuadas.

Figura N° 52 *Fotografía donde se muestra peatones cruzando el río “Cangalli” a pie, en condiciones inadecuadas.*



Fuente: Propia

Figura N° 53 *Fotografía donde se muestra peatón cruzando el río “Cangalli” a pie, en condiciones inadecuadas.*



Fuente: Propia

Figura N° 54 *Fotografía donde se muestra peatón cruzando el río “Cangalli” en moto lineal, en condiciones inadecuadas.*



Fuente: Propia

Figura N° 55 *Fotografía donde se muestra camioneta “pick up” cruzando río “Cangalli”, en condiciones inadecuadas.*



Fuente: Propia

3.6. ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS

Con los estudios de trazo y diseño vial de los accesos se determina las características geométricas de la carretera que enlazara al puente en su nueva ubicación.

De acuerdo a los planos topográficos adjuntas en el Anexo 1, se determina que el ancho promedio de la carretera existente es de 6m.

Las características geométricas del proyecto, se define de acuerdo al Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG-2014, publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones

3.6.1. CLASIFICACIÓN DE LA CARRETERA

Clasificación de por demanda.- En la Tabla N° 66 Cálculo del índice medio diario anual (p.189), se ha determinado que el índice medio diario anual (IMDA) es de 10 veh/día de ancho promedio de calzada de 6.00m con superficie afirmada, por lo cual se ubica en el grupo de carreteras de tercera clase con IMDA menor a 400 veh/día de acuerdo al Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p.18).

Clasificación por orografía.- La topografía del tramo cangalli siraya, de acuerdo a la carta nacional, código 33-X (llave) del Instituto Geográfico Nacional (IGN) a escala 1:100,000, las pendientes transversales varía desde 0% a 25% , por lo cual se ubica en el grupo de terreno ondulado (Tipo 2) con pendientes transversales entre 11% y 50% y pendiente longitudinal entre 3% y 6%, de acuerdo al Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p.19).

3.6.2. VELOCIDAD DISEÑO

En el Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p.105), señala que la velocidad de diseño es la velocidad que será la máxima que podrá mantener con seguridad y comodidad, sobre una sección determinada de la carretera.

De acuerdo a la clasificación de la carretera por demanda (Carretera de tercera clase) y orografía (Tipo 2 Ondulado), la velocidad de diseño adaptado es 40 km/h, de acuerdo a la Tabla 204.01 del Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p. 106).

3.6.3. DISEÑO GEOMÉTRICO

A. ANCHO DE LA CALZADA

En la Tabla 301.01 del Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p. 208), señala que en carreteras de tercera clase, de manera excepcional podrán utilizarse calzadas de hasta 5.00m, con el correspondiente sustento técnico y económico.

Para nuestro diseño el ancho de carril adaptado es de 5.0 m (calzada mínima), debido al IMDA de 10 veh/día y con el fin de en lo posible conservar el ancho de 6m de la carretera del tramo Cangalli Siraya.

B. BERMAS

El ancho de berma adaptado para el estudio es de 0.90m para cada lado, que corresponde a velocidad de diseño de 40km/h, para carretera de tercera clase con orografía tipo 2 (Ondulado), de acuerdo a la Tabla 304.02 del Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p. 210).

C. VEREDAS

Para fines de flujo peatonal o mantenimiento, el Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p. 227), señala que el ancho mínimo para veredas es 0.75m. Para el presente adaptamos ancho de vereda 0.80m.

D. RADIO MÍNIMO Y PERALTE MÁXIMO

Se determina que para el estudio el radio mínimo es de 55m con peralte máximo de 8%, esto para la velocidad de diseño de 40 km/h para area rural (plano ondulada), de acuerdo a la Tabla 302.02 del Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p. 145).

E. TRAMOS EN TANGENTE

En el Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p. 143), indica que La longitud minima de tangente para trazado en "s", se calcula con la siguiente fórmula:

$$L_{\text{mín "s"}} = 1.39 V \quad \dots (89)$$

Donde:

- ✓ $L_{\text{mín "s"}}$: Longitud mínima (m) para trazados en "S" (alineamiento recto entre alineamientos con radios de curvatura de sentido contrario).
- ✓ V: Velocidad de diseño (km/h)

Con el criterio adaptado se calcula que la longitud mínima de tangente es de 55.60m, para el emplazamiento del puente:

$$\begin{aligned} L_{\text{mín "s"}} &= 1.39 V \\ L_{\text{mín "s"}} &= 1.39 (40 \text{ km/h}) \\ L_{\text{mín "s"}} &= \mathbf{55.60 \text{ m}} \end{aligned}$$

F. BOMBEO

De acuerdo a las recomendaciones de la Tabla 304.03 del Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p. 213), para precipitaciones mayores a 500mm/año propios de la zona, se adapta el bombeo para los siguientes casos:

- ✓ Pavimento de concreto: 2.5 %.
- ✓ Tratamiento superficial: 3.0%
- ✓ Afimado: 3.0%

G. PENDIENTE

La pendiente máxima es 9%, que corresponde a velocidad de diseño de 40km/h, para carretera de tercera clase con orografía tipo 2 (Ondulado), de acuerdo a la Tabla 303.01 del Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p. 189).

H. TALUD DE RELLENO

Del Manual de Carreteras: DG-2014 (MTC, 2014, p. 226), se extrae la siguiente tabla:

Tabla N° 68 Taludes referenciales en zonas de relleno (terraplenes)

Materiales	Talud (V:H)		
	Altura (m)		
	<5	5-10	>10
Gravas, limo arenoso y arcilla	1:1,5	1:1,75	1:2
Arena	1:2	1:2,25	1:2,5
Enrocado	1:1	1:1,25	1:1,5

Fuente: Tabla 304.11 (MTC, 2014, p. 226),

Del cuadro anterior, se adapta talud $V:H = 1:1.5$, para las condiciones de topografía del terreno y la granulometría del material de relleno seleccionado (GP-GC, material grava con presencia de arcilla) de la cantera San Carlos.

Capítulo 4. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA TÉCNICA ECONÓMICA

4.1. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

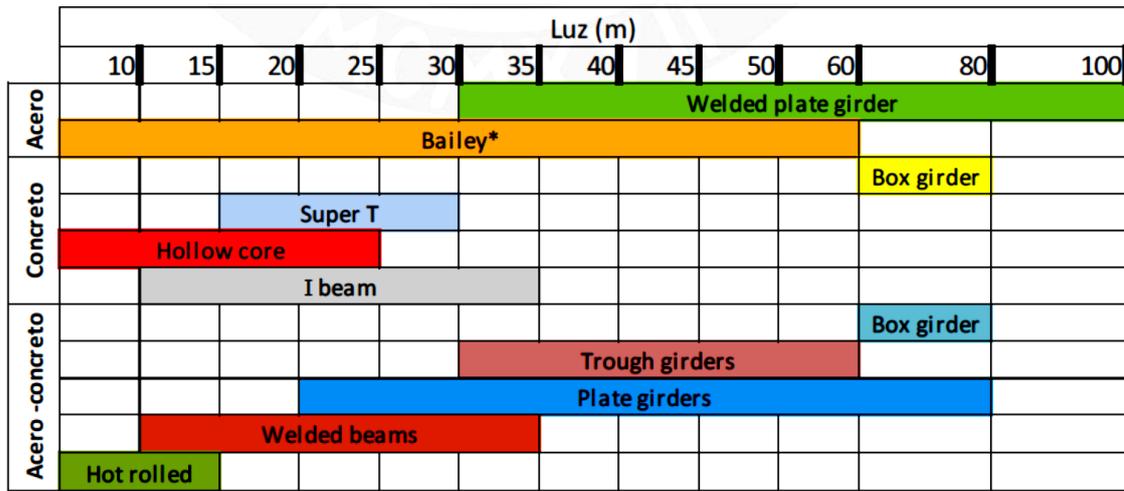
En la presente tesis, dentro del marco de los objetivos es evaluar la mejor alternativa entre puentes de concreto armado y de batería de alcantarillas metálicas corrugadas. De acuerdo a los estudios básicos, de la configuración de la topografía y de las huellas existentes identificadas en campo, el puente tiene que salvar una luz de 50m.

A. PUENTES DE CONCRETO ARMADO

Los puentes de concreto armado representan soluciones muy efectivas y en muchos casos más económicas y durables en contraste con puentes de acero o madera, sin embargo, a medida que las luces requeridas aumentan, la geometría del puente se vuelve más compleja, y en cualquier caso, se necesita armar un falso puente para apoyar los encofrados (Vargas, 2015, p.22).

Para la selección de puente de concreto armado se inicia tomando en cuenta las pautas de elección del US Department of Transportation (2012), en donde plantean opciones que concurren a ser eficientes económicamente, para puentes de hasta 100 m de luz.

Figura N° 56 Recomendaciones del US Department of Transportation (2012) para puentes de carreteras.

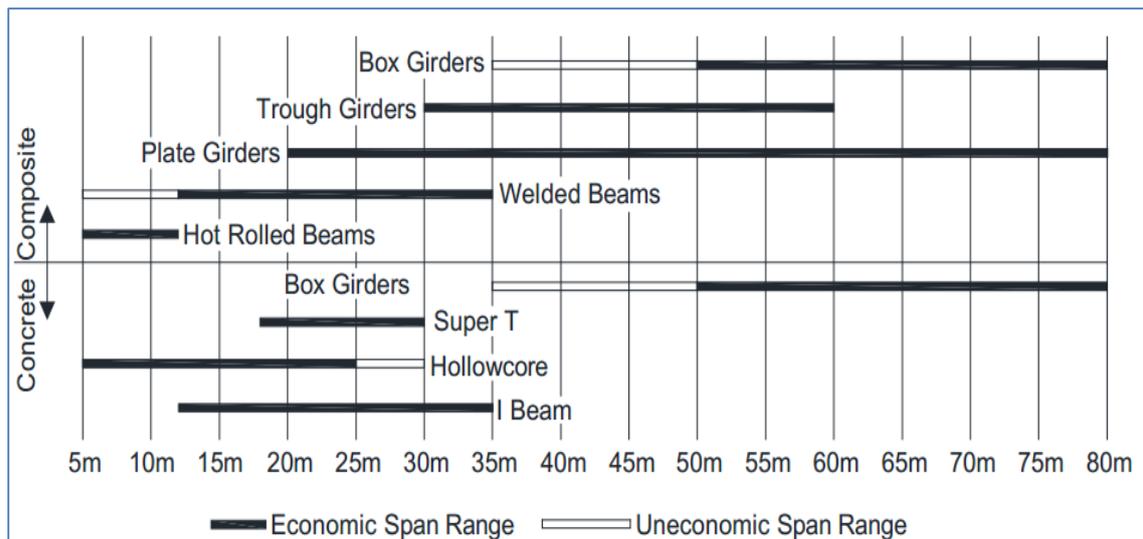


*Puentes Bailey con cargas normales de carretera (HL93)

Fuente: Tabla 5.1 (Vargas, 2015, p.21).

(El Sarraf et al, 2003) Han generado la Figura N° 57 , donde muestra alternativas económicas de diferentes puentes de secciones de concreto armado y mixtos.

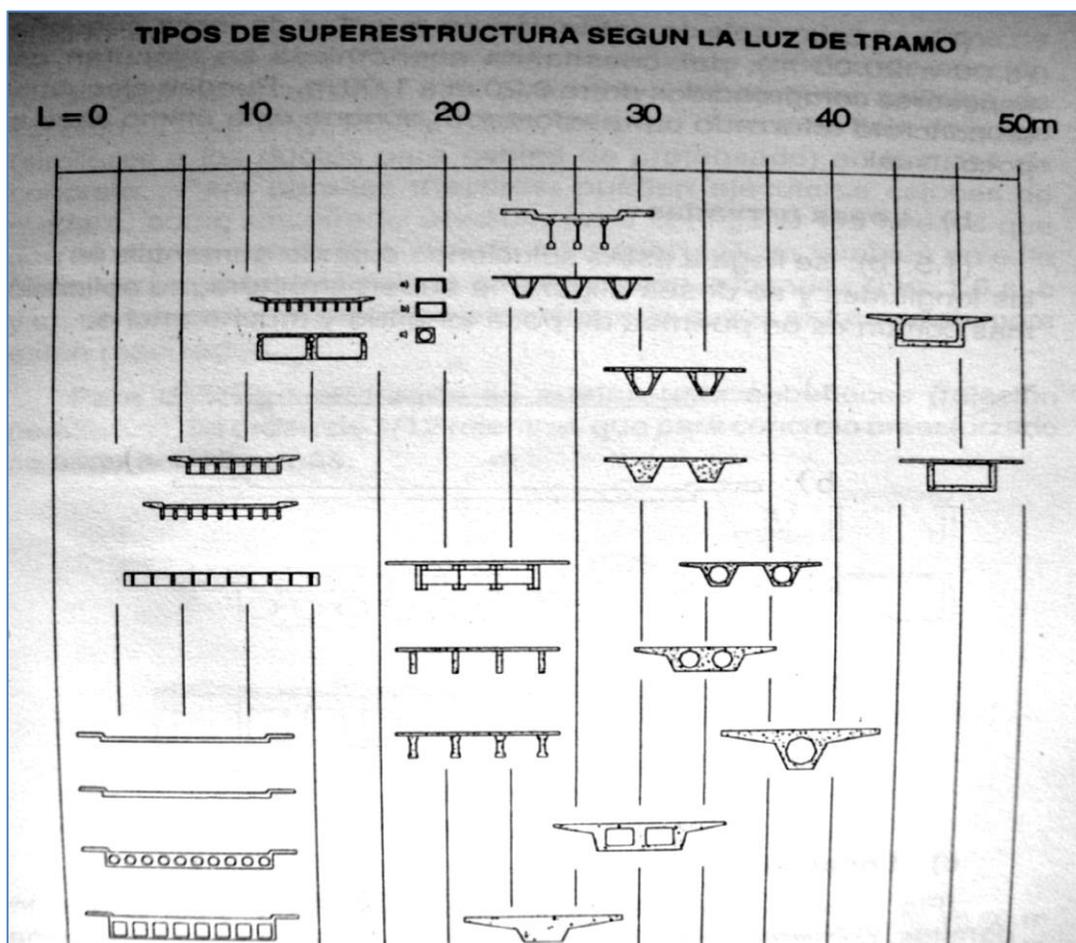
Figura N° 57 Eficiencia de costos para diferentes tipos de secciones mixtas y de concreto. Las barras de color negro representan el rango usualmente económico.



Fuente: (El Sarraf et al., 2013, p.30)

Así también la estructura longitudinal de un puente, es posible representar gráficamente los rangos de aplicación de los diferentes tipos de puentes en función a la longitud del vano mayor como se muestra en la Figura N° 58 (Rivera).

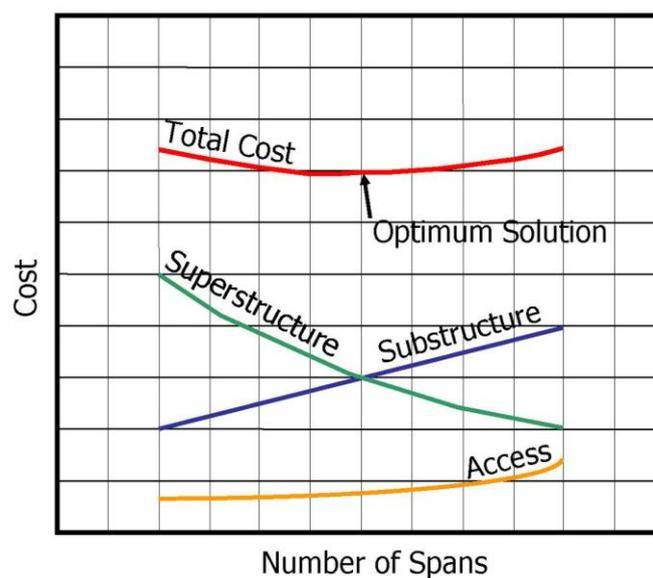
Figura N° 58 Tipos de Superestructura según la luz del tramo



Fuente: Cuadro 1.3, Tipos de superestructura según la luz de tramo (Rivera, p.22).

(U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2012) han elaborado la Figura N° 59 , donde se muestra curvas típicas de costos para la elección de puente, de donde se puede observar que al aumentar el número de subestructuras (pilares) su costo aumenta y consecuentemente el costo de la superestructuras disminuye.

Figura N° 59 Curvas típicas del costo de elementos de puente



*Fuente: Figure 1 - Vol 6 (U.S. Department of Transportation
Federal Highway Administration, 2012, p.6)*

La Figura N° 56 y Figura N° 57 muestran soluciones económicas para puentes de un tramo de concreto y mixtos, así mismo en la Figura N° 58 se muestra la solución económica para puentes de tramos continuos; sin embargo dentro del marco de los objetivos de la presente tesis y la luz de 50 m que se pretende salvar, adicionalmente tomando en consideración la variación de costos de los elementos estructurales de la Figura N° 59, se opta por plantear puente sección "viga tee" de concreto vaciado in situ de dos tramos de 25 m.

B. PUENTE DE BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS CORRUGADAS

Los puentes de batería de alcantarillas metálicas corrugadas, están compuestos de suelo y acero corrugado; actualmente las secciones corrugadas de acero han expandido sus alcances en materia de durabilidad, economía y resistencia estructural de tal manera que han desplazado algunos puentes clásicos (de mampostería, concreto y acero) como las mejores soluciones en muchos proyectos (Vargas, 2015). Es por estas razones que se considera evaluar una

alternativa de puente de alcantarillas metálicas corrugadas como posible solución a la problemática planteada.

Figura N° 60 Instalación de baterías de alcantarillas metálicas corrugadas para puente de grande luz



Fuente: Revista comercial TUPEMESA

(Vargas, 2015), señala que los puentes compuestos de suelo y acero, también se les conoce puentes enterrados, los mismos ha representado soluciones desde hace más de 100 años, en Australia, uno de los primeros puentes enterrados cumplió 100 años de vida útil en el 2013 (Atlantic Civil Products).

Los puentes de batería de alcantarillas metálicas corrugadas, presentan tres ventajas principales en comparación a los puentes convencionales: menor tiempo de construcción, menor mantenimiento a largo plazo y menores peligros por el efecto de hielo-deshielo, aunque también plantea un ahorro pues no se necesita de losas de aproximación.

Las luces máximas alcanzadas por marcas comerciales dependen del tipo de corrugaciones usadas en las planchas. Así, las corrugaciones estándar alcanzan luces máximas mucho menores que aquellas de 15"x5.5" (llamadas corrugaciones profundas), que pueden alcanzar luces de 65' o 19.8m (BridgeCor).

La proporción luz-altura de la sección de acero de puentes de batería de alcantarillas metálicas corrugadas es muy variable, dependiendo del uso del puente, de la altura disponible, del impacto ambiental que se esté dispuesto a aceptar y de la disponibilidad de concreto y/o mano de obra en el sitio.

Tabla N° 69 Dimensiones formas comerciales para alcantarillas metálicas corrugadas tipo arco de perfil alto

Multiplate MP 152 S - Perfil Alto									
Modelo	N	Lu (m)	Luz base (m)	Flecha (m)	Luz ^o (cálculo) (m ²)	Sección (m ²)	Perímetro (m)	Altura de relleno mínima (m)	Espesor mínimo ^o (mm)
17SA5-4	35	4.95	4.75	2.69	6.2	11.31	8.54	1.00	3.0
17SA5-4	35	5.24	5.19	2.52	6.5	11.49	8.54	1.00	3.0
20SA5-4	38	5.49	5.22	2.85	6.99	13.27	9.27	1.20	3.0
20SA6-3	38	5.69	5.54	2.83	6.99	13.46	9.27	1.20	3.0
22SA5-5	42	5.94	5.56	3.17	7.69	16.05	10.25	1.30	3.0
22SA6-4	42	6.14	5.90	3.15	7.69	16.32	10.25	1.30	3.0
23SA6-5	45	6.39	6.00	3.43	8.04	18.54	10.98	1.30	3.0
23SA7-4	45	6.59	6.33	3.41	8.04	18.80	10.98	1.30	3.0
25SA7-5	49	6.87	6.26	3.72	8.74	21.66	11.96	1.40	3.0
25SA7-5	49	7.01	6.68	3.73	8.74	22.12	11.96	1.40	3.0
27SA7-4	49	7.36	7.00	3.59	9.44	22.18	11.96	1.50	3.5
28SA7-5	52	7.69	7.39	3.85	9.79	24.98	12.69	1.60	3.5
28SA7-7	56	8.07	7.90	4.30	9.79	29.24	13.66	1.50	3.5
28SA9-5	56	8.27	8.07	4.21	10.20	29.24	13.66	1.60	3.5
32SA8-4	56	8.55	7.93	4.03	11.18	28.82	13.66	1.80	4.5
31SA9-5	59	8.76	8.49	4.41	10.83	32.36	14.40	1.80	4.5
31SA7-9	63	9.05	8.90	4.87	10.83	37.08	15.37	1.70	4.5
31SA6-10	63	9.21	9.14	4.86	10.86	37.27	15.37	1.70	4.5
34SA7-9	66	9.55	9.36	5.02	11.88	40.54	16.10	1.80	4.5
34SA9-7	66	9.75	9.58	4.98	11.88	40.70	16.10	1.90	4.5
34SA7-11	70	10.02	9.88	5.45	11.88	45.83	17.08	1.80	4.5
38SA9-7	70	10.34	9.90	5.17	13.28	45.15	17.08	2.10	5.5
39SA10-7	73	10.76	10.33	5.43	13.63	49.24	17.81	2.20	5.5
41SA9-9	77	11.01	10.34	5.77	14.33	54.04	18.79	2.30	6.5
41SA11-7	77	11.41	11.00	5.72	14.33	54.93	18.79	2.30	6.5
39SA7-12	77	11.66	11.64	5.84	13.63	55.89	18.79	2.40	5.5

ARCO DE PERFIL ALTO

Fuente: Revista comercial TUPEMESA

Tabla N° 70 Dimensiones formas comerciales para alcantarillas metálicas corrugadas tipo arco de perfil bajo

Multiplate MP 152 S - Perfil Bajo									
Modelo	N	Lu (m)	Luz base (m)	Flecha (m)	Luz ^o (cálculo) (m ²)	Sección (m ²)	Perímetro (m)	Altura de relleno mínima (m)	Espesor mínimo ^o (mm)
14SA7	28	4.30	4.15	2.05	5.40	7.29	6.83	0.90	3.0
17SA7	31	5.01	4.92	2.17	6.40	8.93	7.56	1.00	3.0
21SA7	35	5.82	5.73	2.40	7.34	11.33	8.54	1.20	3.0
24SA7	38	6.49	6.40	2.52	8.39	13.21	9.27	1.40	3.0
24SA9	42	6.89	6.83	2.95	8.39	16.42	10.25	1.40	3.0
28SA7	42	7.49	7.45	2.67	9.79	15.90	10.25	1.60	3.5
27SA9	45	7.56	7.50	3.07	9.44	18.74	10.98	1.50	3.5
29SA10	49	8.11	8.01	3.38	10.14	22.26	11.96	1.60	3.5
31SA9	49	8.46	8.40	3.24	10.83	21.97	11.96	1.80	4.5
30SA11	52	8.54	8.44	3.64	10.48	25.18	12.69	1.70	4.5
32SA10	52	8.79	8.68	3.51	11.18	24.89	12.69	1.80	4.5
34SA9	52	9.14	9.07	3.36	11.88	24.53	12.69	1.90	4.5
32SA12	56	9.19	9.10	3.94	11.18	29.25	13.66	1.80	4.5
34SA11	56	9.44	9.34	3.80	11.88	28.96	13.66	1.90	4.5
36SA10	56	9.69	9.58	3.67	12.58	28.58	13.66	2.00	5.5
35SA12	59	9.86	9.78	4.06	12.23	32.29	14.40	2.00	5.5
38SA9	56	10.04	9.97	3.52	13.28	28.11	13.66	2.20	5.5
37SA11	59	10.11	10.02	3.93	12.93	31.92	14.40	2.10	5.5
39SA10	59	10.36	10.25	3.79	13.63	31.47	14.40	2.20	5.5
41SA9	59	10.71	10.65	3.65	14.33	30.92	14.40	2.30	6.5
39SA12	63	10.76	10.67	4.22	13.63	36.51	15.37	2.20	5.5
38SA14	66	10.83	10.72	4.62	13.28	40.58	16.10	2.10	5.5
41SA11	63	11.01	10.91	4.09	14.33	36.05	15.37	2.30	6.5
42SA12	66	11.43	11.35	4.35	14.68	39.81	16.10	2.40	6.5
40SA15	70	11.48	11.38	4.92	13.98	45.71	17.08	2.30	5.5
42SA14	70	11.73	11.62	4.79	14.68	45.35	17.08	2.40	6.5

ARCO DE PERFIL BAJO

Fuente: Revista comercial TUPEMESA

Con las recomendaciones de uso de la Tabla N° 69 y Tabla N° 70, de la configuración topográfica del terreno (llano) y de la sección transversal de cauce a cruzar, se adapta una batería de cinco (5) alcantarillas tipo arco de perfil bajo de luz de diseño de 9.79m y flecha 2.67m con altura de relleno mínimo de 1.60m.

4.2. SIMULACIÓN DEL FLUJO EN LAS SECCIONES DE LOS PUENTES SELECCIONADOS

Con la simulación de flujo de las secciones de los puentes seleccionados, se determina el nivel de aguas máximos extraordinarios (NAME), para determinar la cota inferior de la superestructura en puentes de concreto y validar la sección hidráulica adaptada para el puente con batería de alcantarillas metálicas corrugadas.

La simulación de flujo de las secciones de las alternativas seleccionadas, se analiza para un periodo de retorno de 140 años y 500 años, de acuerdo a lo determinado en los estudios básicos de hidrología, para una vida útil de la estructura de 40 años y riesgo admisible de 25% y para calcular la profundidad de socavación.

En el presente trabajo, la simulación de flujo de las secciones se utiliza el software de HEC-RAS 5.0, desarrollado por departamento de transportes de la FHWA U.S. (U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration).

4.2.1. PUENTE DE CONCRETO

Para simular el comportamiento de flujo del puente de concreto con HEC RAS 5.0, se desarrolla los siguientes pasos:

- ✓ Se define la geometría del cauce: ingresara la sección transversal y alineamiento.
- ✓ Se define la geometría del puente: se ingresa los estribos y el pilar central.
- ✓ Se define las condiciones de contorno para la simulación (Caudal de diseño, pendiente aguas arriba entre otras variables).

A. GEOMETRÍA DE CAUCE

Se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones para definir las secciones transversales del cauce:

- ✓ “n” manning:

Se determina mediante la siguiente ecuación de Cowan:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

El valor de “n”, para el río se ha definido y determinado en los estudios básicos de hidrología del presente, de donde se obtiene:

$$n = 0.049$$

- ✓ Coeficiente de contracción/expansión:

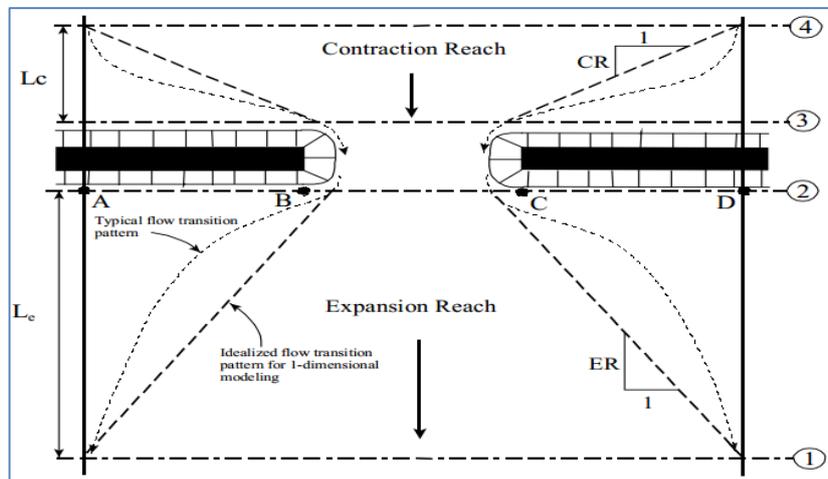
La contracción y expansión del flujo debida a cambios en las secciones, es una causa común de pérdidas de carga entre las secciones en las que se produce la transición. Estos coeficientes se introducen como parte de los datos de la sección de aguas arriba.

Tabla N° 71 Coeficiente de contracción y expansión para flujo subcrítico

Tipo de transición	Contracción	Expansión
Sin pérdida de transición calculada	0.0	0.0
Gradual	0.1	0.3
Típica en Puentes	0.3	0.5
Brusca	0.6	0.8

Fuente: Traducción Tabla 3-3 (HEC-RAS, 2016, p.3-21)

Figura N° 61 Sección típica para modelar puentes, representación de las zonas de contracción y expansión.



Fuente: Figure B-1 (HEC-RAS, 2016, p.B-1)

De los planos topográficos se determina el alineamiento del cauce.

Tabla N° 72 Alineamiento del cauce

Punto	Este	Norte
1	421660.885	8192873.83
2	421690.805	8192876.02
3	421845.677	8192946.13
4	421879.797	8192995.48

Fuente: Propia

Consecuente para definir la geometría del cauce se genera las secciones transversales a 130m aguas arriba y 120m aguas debajo de los planos topográficos, determinándose la relación estación versus elevación, como se muestra a continuación:

Tabla N° 73 Estación vs elevación de las secciones 0+000, 0+010 y 0+020 del cauce.

Est. 0+000			Est. 0+010			Est. 0+020		
N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación
1	0.000	3880.279	1	0.000	3880.729	1	0.000	3880.945
2	5.516	3880.269	2	5.443	3880.725	2	2.690	3881.056
3	13.723	3880.151	3	14.486	3880.808	3	4.431	3881.055
4	23.874	3880.146	4	26.040	3880.803	4	9.436	3881.101
5	29.515	3879.632	5	27.570	3880.663	5	25.398	3881.153
6	29.866	3879.425	6	29.411	3879.579	6	27.489	3880.196
7	32.493	3879.305	7	43.202	3878.949	7	28.549	3879.571
8	33.713	3878.433	8	43.635	3878.639	8	42.089	3879.160
9	50.000	3878.526	9	50.000	3878.675	9	46.478	3879.090
10	54.747	3878.553	10	51.111	3878.681	10	48.761	3878.973
11	55.454	3878.548	11	56.906	3878.644	11	50.000	3878.935
12	58.518	3878.542	12	68.408	3878.621	12	55.802	3878.756
13	71.589	3878.718	13	71.974	3878.538	13	58.357	3878.739
14	72.903	3879.175	14	72.506	3878.874	14	60.190	3878.735
15	84.574	3879.561	15	73.783	3879.335	15	65.563	3878.610
16	88.516	3879.638	16	80.606	3879.536	16	72.202	3878.462
17	100.000	3879.685	17	89.039	3879.814	17	72.318	3878.585
18			18	100.000	3879.881	18	73.687	3879.449
19			19			19	75.542	3879.565
20			20			20	88.831	3879.985
21			21			21	90.107	3879.973
22			22			22	100.000	3880.079

Fuente: Propia

Tabla N° 74 Estación vs elevación de las secciones 0+030, 0+040 y 0+050 del cauce.

Est. 0+030			Est. 0+040			Est. 0+050		
N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación
1	0.000	3880.926	1	0.000	3880.945	1	0.000	3881.282
2	0.829	3880.960	2	8.150	3880.928	2	0.776	3881.293
3	14.487	3881.097	3	24.587	3881.137	3	1.943	3881.294
4	24.188	3881.220	4	26.367	3880.043	4	25.445	3881.169
5	24.701	3880.905	5	27.131	3879.708	5	26.389	3880.751
6	27.710	3879.583	6	45.508	3879.443	6	28.236	3879.720
7	33.843	3879.494	7	49.151	3879.382	7	28.421	3879.776
8	48.734	3879.244	8	50.000	3879.350	8	33.535	3879.739
9	50.000	3879.198	9	50.704	3879.325	9	48.879	3879.518
10	55.083	3879.011	10	66.690	3878.767	10	50.000	3879.465

11	62.239	3878.762	11	74.715	3878.577	11	53.944	3879.280
12	66.363	3878.664	12	75.820	3878.549	12	65.342	3878.865
13	68.990	3878.491	13	76.825	3879.376	13	70.353	3878.764
14	73.070	3878.399	14	76.856	3879.421	14	76.327	3878.575
15	73.838	3879.218	15	90.746	3880.241	15	79.404	3878.499
16	74.160	3879.422	16	95.446	3880.348	16	79.723	3878.761
17	86.637	3880.197	17	100.000	3880.377	17	80.437	3879.835
18	88.569	3880.258	18			18	84.755	3880.090
19	92.865	3880.218	19			19	97.884	3880.388
20	97.227	3880.264	20			20	100.000	3880.401
21	100.000	3880.283	21			21		

Fuente: Propia

Tabla N° 75 Estación vs elevación de las secciones 0+060, 0+070 y 0+080 del cauce.

Est. 0+060			Est. 0+070			Est. 0+080		
N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación
1	0.000	3881.254	1	0.000	3881.434	1	0.000	3881.528
2	7.875	3881.369	2	6.064	3881.498	2	0.941	3881.534
3	14.226	3881.372	3	9.905	3881.486	3	15.137	3881.737
4	26.719	3881.306	4	21.607	3881.630	4	18.280	3881.776
5	29.465	3880.089	5	24.155	3880.729	5	23.040	3880.093
6	30.209	3879.675	6	26.523	3879.805	6	23.477	3879.922
7	30.675	3879.817	7	26.841	3879.899	7	23.536	3879.940
8	43.536	3879.722	8	37.414	3879.802	8	25.489	3879.922
9	48.278	3879.654	9	44.764	3879.603	9	43.059	3879.448
10	50.000	3879.573	10	50.000	3879.382	10	50.000	3879.155
11	60.834	3879.064	11	58.740	3879.012	11	50.856	3879.118
12	63.361	3878.972	12	59.190	3879.006	12	55.951	3879.045
13	73.931	3878.759	13	60.154	3878.984	13	66.866	3878.799
14	79.767	3878.574	14	70.979	3878.760	14	68.980	3878.755
15	81.574	3878.520	15	79.024	3878.497	15	70.896	3878.693
16	81.780	3878.897	16	79.672	3878.482	16	75.272	3878.554
17	82.474	3879.978	17	79.764	3878.561	17	75.667	3879.207
18	91.997	3880.178	18	80.662	3879.950	18	76.196	3879.949
19	98.040	3880.417	19	83.670	3880.071	19	89.569	3880.255
20	100.000	3880.430	20	98.090	3880.363	20	94.103	3880.401
21			21	100.000	3880.371	21	100.000	3880.427

Fuente: Propia

Tabla N° 76 Estación vs elevación de las secciones 0+090, 0+100 y 0+120 del cauce.

Est. 0+090			Est. 0+100			Est. 0+110		
Nº	Est	Elevación	Nº	Est	Elevación	Nº	Est	Elevación
1	0.000	3881.628	1	0.000	3881.727	1	0.000	3881.831
2	3.767	3881.654	2	6.593	3881.774	2	8.926	3881.897
3	15.204	3881.818	3	12.143	3881.853	3	9.170	3881.897
4	18.934	3880.501	4	13.953	3881.214	4	9.699	3881.902
5	21.095	3880.424	5	18.908	3881.038	5	16.720	3881.653
6	22.479	3879.968	6	22.080	3879.993	6	21.681	3880.018
7	24.266	3879.791	7	26.178	3879.587	7	28.090	3879.383
8	36.325	3879.428	8	38.096	3879.229	8	34.285	3879.197
9	41.354	3879.293	9	42.158	3879.188	9	43.852	3879.102
10	42.972	3879.224	10	49.538	3879.119	10	47.293	3879.069
11	50.000	3879.124	11	50.000	3879.105	11	50.000	3878.991
12	52.711	3879.085	12	61.183	3878.784	12	52.723	3878.913
13	60.072	3878.919	13	68.715	3878.830	13	59.310	3878.953
14	67.284	3878.722	14	68.920	3879.186	14	65.838	3879.045
15	69.644	3878.654	15	69.365	3880.007	15	66.823	3879.130
16	71.039	3878.663	16	77.703	3880.399	16	67.640	3879.558
17	71.668	3879.758	17	84.395	3880.609	17	68.006	3880.266
18	71.746	3879.901	18	88.810	3880.698	18	70.859	3880.464
19	73.205	3879.970	19	100.000	3880.802	19	80.113	3880.807
20	85.976	3880.371	20			20	81.903	3880.806
21	87.935	3880.434	21			21	86.135	3880.893
22	88.876	3880.438	22			22	89.885	3880.969
23	100.000	3880.541	23			23	91.796	3880.987
24			24			24	100.000	3880.917

Fuente: Propia

Tabla N° 77 Estación vs elevación de las secciones 0+115, 0+125 y 0+130 del cauce.

Est. 0+115			Est. 0+125			Est. 0+130		
Nº	Est	Elevación	Nº	Est	Elevación	Nº	Est	Elevación
1	0.000	3881.941	1	0.000	3882.160	1	0.000	3882.250
2	6.032	3881.985	2	0.244	3882.162	2	6.110	3882.251
3	8.405	3881.986	3	6.875	3882.163	3	8.957	3882.278
4	13.547	3882.034	4	11.364	3882.205	4	11.111	3882.052
5	15.626	3881.960	5	12.695	3882.065	5	11.168	3882.048
6	21.481	3880.030	6	18.206	3880.264	6	11.295	3882.003
7	29.046	3879.281	7	21.785	3879.201	7	21.563	3878.955
8	32.380	3879.181	8	23.067	3879.204	8	25.296	3878.961

9	44.699	3879.058	9	26.545	3879.157	9	25.312	3878.962
10	46.170	3879.045	10	29.746	3879.079	10	25.333	3878.962
11	48.492	3878.978	11	31.438	3879.144	11	28.256	3879.018
12	50.000	3878.987	12	37.654	3879.087	12	30.766	3879.081
13	51.309	3878.995	13	40.248	3879.071	13	31.871	3879.130
14	64.142	3879.175	14	41.120	3879.142	14	33.561	3879.123
15	66.079	3879.343	15	42.986	3879.459	15	36.190	3879.106
16	67.684	3880.184	16	50.000	3879.415	16	37.759	3879.235
17	67.833	3880.472	17	54.753	3879.385	17	41.113	3879.804
18	73.527	3880.867	18	64.623	3879.514	18	50.000	3879.749
19	75.826	3880.952	19	67.767	3879.701	19	62.273	3879.672
20	83.219	3880.948	20	69.448	3880.418	20	67.978	3879.746
21	87.601	3881.039	21	70.624	3880.859	21	69.795	3879.855
22	90.237	3881.038	22	74.894	3881.118	22	70.767	3880.269
23	100.000	3880.930	23	81.591	3881.145	23	72.839	3881.046
24			24	87.419	3881.130	24	75.185	3881.188
25			25	90.806	3881.129	25	78.864	3881.203
26			26	100.000	3881.027	26	90.223	3881.175
27			27			27	91.091	3881.174
28			28			28	100.000	3881.076

Fuente: Propia

Tabla N° 78 Estación vs elevación de las secciones 0+140, 0+150 y 0+160 del cauce.

Est. 0+140			Est. 0+150			Est. 0+160		
N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación
1	0.000	3882.356	1	0.000	3882.367	1	0.000	3882.444
2	4.720	3882.401	2	1.837	3882.344	2	2.454	3882.416
3	14.077	3881.751	3	4.246	3882.367	3	4.108	3881.875
4	15.011	3880.982	4	7.345	3882.152	4	5.065	3878.924
5	17.213	3878.723	5	9.759	3880.164	5	5.269	3878.582
6	18.517	3878.646	6	10.812	3878.558	6	7.115	3878.590
7	18.733	3878.661	7	12.679	3878.661	7	7.208	3878.573
8	18.865	3878.742	8	12.728	3878.672	8	7.296	3878.599
9	19.370	3878.747	9	14.142	3878.882	9	8.309	3878.771
10	21.233	3878.888	10	14.611	3878.851	10	9.834	3878.976
11	22.315	3878.998	11	15.657	3878.876	11	10.045	3879.001
12	24.056	3879.076	12	16.646	3878.900	12	10.368	3879.035
13	24.693	3879.095	13	16.826	3878.911	13	10.944	3878.988
14	30.943	3879.744	14	17.473	3879.072	14	11.691	3879.110
15	34.729	3879.989	15	17.918	3879.099	15	13.050	3879.109
16	39.309	3880.202	16	30.387	3879.634	16	34.011	3880.019

17	50.000	3880.161	17	38.152	3880.137	17	41.854	3880.274
18	67.518	3880.092	18	40.013	3880.224	18	50.000	3880.285
19	70.520	3880.096	19	50.000	3880.185	19	57.489	3880.295
20	73.238	3880.028	20	51.478	3880.179	20	69.256	3880.001
21	73.907	3880.325	21	64.005	3880.196	21	76.670	3879.876
22	76.419	3881.297	22	75.346	3879.912	22	77.651	3880.285
23	86.485	3881.262	23	78.140	3881.151	23	79.799	3881.361
24	93.391	3881.141	24	78.672	3881.357	24	89.377	3881.193
25	100.000	3881.070	25	80.804	3881.350	25	96.290	3881.126
26			26	96.051	3881.081	26	100.000	3881.096
27			27	98.379	3881.056	27		
28			28	100.000	3881.043	28		

Fuente: Propia

Tabla N° 79 Estación vs elevación de las secciones 0+170, 0+180 y 0+190 de cauce.

Est. 0+170			Est. 0+180			Est. 0+190		
N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación
1	0.000	3882.341	1	0.000	3881.625	1	0.000	3881.554
2	4.300	3880.933	2	2.130	3880.957	2	10.603	3880.956
3	4.576	3880.080	3	7.816	3880.580	3	13.842	3880.654
4	5.102	3879.198	4	8.405	3879.668	4	21.529	3879.291
5	5.260	3878.915	5	10.345	3879.349	5	21.587	3879.205
6	5.789	3878.832	6	10.375	3879.270	6	22.024	3879.194
7	6.357	3878.887	7	14.042	3879.108	7	23.090	3879.235
8	7.401	3879.064	8	14.895	3879.087	8	24.654	3879.309
9	7.503	3879.071	9	39.155	3880.008	9	44.610	3880.260
10	8.757	3879.187	10	48.593	3880.458	10	49.425	3880.463
11	8.905	3879.199	11	50.000	3880.434	11	50.000	3880.461
12	8.923	3879.203	12	61.242	3880.245	12	56.430	3880.440
13	9.942	3879.210	13	77.722	3880.034	13	77.346	3880.175
14	10.801	3879.209	14	78.474	3880.720	14	77.559	3880.438
15	13.449	3879.324	15	80.071	3881.422	15	78.784	3881.489
16	46.162	3880.388	16	86.627	3881.361	16	92.850	3881.278
17	50.000	3880.393	17	96.126	3881.205	17	95.862	3881.228
18	50.974	3880.394	18	100.000	3881.165	18	96.601	3881.221
19	54.595	3880.304	19			19	100.000	3881.161
20	77.175	3879.924	20			20		
21	80.163	3881.169	21			21		
22	80.512	3881.343	22			22		
23	82.065	3881.316	23			23		

24	96.364	3881.179	24	24
25	97.546	3881.169	25	25
26	100.000	3881.144	26	26

Fuente: Propia

Tabla N° 80 Estación vs elevación de las secciones 0+200, 0+210 y 0+220 de cauce.

Est. 0+200			Est. 0+210			Est. 0+220		
N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación
1	0.000	3882.758	1	0.000	3882.959	1	0.000	3882.605
2	6.942	3882.602	2	9.827	3882.992	2	3.315	3882.704
3	8.493	3881.689	3	13.805	3883.060	3	17.603	3883.085
4	11.807	3881.502	4	15.096	3882.226	4	19.663	3883.120
5	19.988	3880.740	5	20.401	3881.827	5	19.748	3883.066
6	20.851	3880.587	6	22.534	3880.836	6	20.093	3883.040
7	21.595	3879.407	7	23.011	3880.133	7	24.628	3880.933
8	28.042	3879.462	8	24.842	3879.775	8	24.645	3880.908
9	35.468	3879.816	9	28.678	3879.633	9	28.488	3880.157
10	50.000	3880.430	10	32.326	3879.679	10	29.343	3880.125
11	50.154	3880.437	11	44.246	3880.085	11	33.927	3879.915
12	71.519	3880.365	12	50.000	3880.322	12	35.025	3879.846
13	75.336	3880.316	13	56.018	3880.571	13	35.640	3879.829
14	76.133	3881.299	14	66.938	3880.533	14	39.710	3879.995
15	76.356	3881.491	15	72.001	3880.502	15	50.000	3880.345
16	79.706	3881.440	16	72.625	3880.985	16	61.252	3880.727
17	95.373	3881.189	17	73.069	3881.532	17	68.323	3880.687
18	99.005	3881.125	18	80.914	3881.456	18	68.491	3880.846
19	100.000	3881.128	19	92.614	3881.250	19	69.478	3881.609
20			20	100.000	3881.272	20	70.155	3881.529
21			21			21	72.612	3881.569
22			22			22	85.945	3881.425
23			23			23	87.476	3881.411
24			24			24	87.846	3881.404
25			25			25	88.907	3881.407
26			26			26	100.000	3881.405

Fuente: Propia

Tabla N° 81 Estación vs elevación de las secciones 0+230, 0+240 y 0+250 de cauce.

Est. 0+230			Est. 0+240			Est. 0+250		
N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación	N°	Est	Elevación
1	0.000	3882.453	1	0.000	3882.191	1	0.000	3881.958
2	1.989	3882.378	2	4.121	3882.090	2	5.599	3881.918
3	6.545	3882.259	3	7.322	3881.976	3	8.222	3881.824
4	17.459	3881.977	4	19.483	3881.697	4	23.596	3881.472
5	24.438	3882.185	5	27.687	3881.510	5	28.589	3881.358
6	25.990	3881.466	6	29.745	3881.242	6	31.729	3880.948
7	27.269	3881.216	7	31.906	3880.761	7	32.350	3880.928
8	31.253	3880.413	8	33.679	3880.760	8	34.571	3880.957
9	33.035	3880.331	9	36.815	3880.502	9	35.187	3880.956
10	37.815	3880.028	10	39.259	3880.389	10	35.275	3880.949
11	40.492	3879.955	11	40.853	3880.223	11	35.344	3880.946
12	50.000	3880.344	12	41.854	3880.079	12	39.429	3880.519
13	58.209	3880.680	13	42.301	3880.031	13	41.994	3880.152
14	63.129	3880.847	14	46.568	3880.103	14	43.142	3880.027
15	64.744	3880.838	15	50.000	3880.265	15	50.000	3880.143
16	65.532	3881.580	16	61.158	3880.790	16	54.078	3880.213
17	65.750	3881.749	17	61.281	3880.917	17	58.492	3880.421
18	68.779	3881.389	18	62.175	3881.696	18	59.106	3881.053
19	79.777	3881.571	19	65.753	3881.333	19	59.372	3881.284
20	82.100	3881.546	20	77.878	3881.571	20	60.435	3881.176
21	87.274	3881.537	21	81.411	3881.525	21	65.458	3881.275
22	89.149	3881.456	22	86.177	3881.496	22	76.283	3881.638
23	100.000	3881.454	23	87.466	3881.439	23	77.527	3881.667
24			24	93.648	3881.427	24	82.009	3881.640
25			25	100.000	3881.416	25	85.416	3881.487
26			26			26	100.000	3881.461

Fuente: Propia

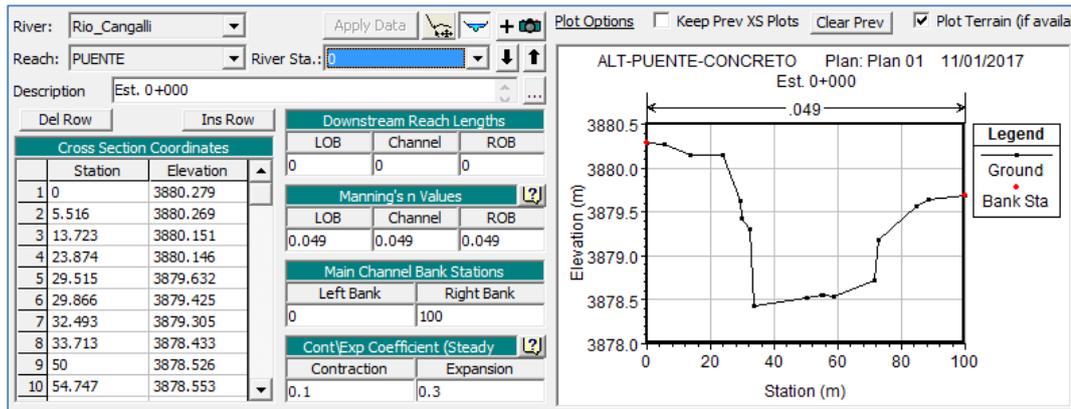
Así mismo se define los siguientes datos adicionales para ingreso de las secciones del cauce.

Tabla N° 82 Propiedades en secciones del cauce definido

Est.	Distancia aguas abajo entre secciones (Downstream Reach Lengths)			"n" manning			Coeficiente Cont/Exp	OBSERVACIÓN
	Lado Izq.	Eje	Lado Der.	Lado Izq.	Eje	Lado Der.		
	LOB	Channel	ROB	LOB	Channel	ROB		
0+000	0	0	0	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+010	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+020	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+030	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+040	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+050	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+060	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+070	36	10	0	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	Variación dirección de flujo
0+080	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+090	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+100	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+110	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+115	5	5	5	0.049	0.049	0.049	0.3/0.5	Coef. Cont/Exp. Puente
0+125	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.3/0.5	Coef. Cont/Exp. Puente
0+130	5	5	5	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+140	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+150	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+160	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+170	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+180	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+190	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+200	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+210	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+220	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+230	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+240	27	10	0	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	Variación dirección de flujo
0+250	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	
0+260	10	10	10	0.049	0.049	0.049	0.1/0.3	

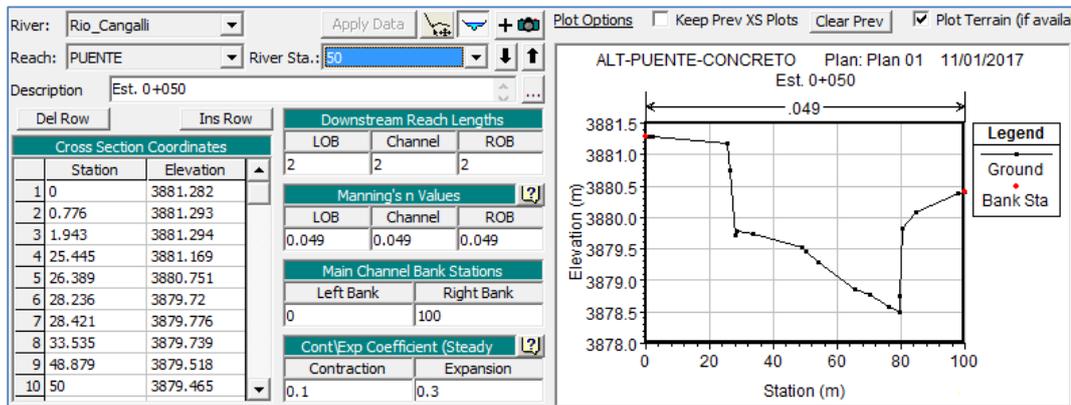
Fuente: Propia

Figura N° 62 Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+000



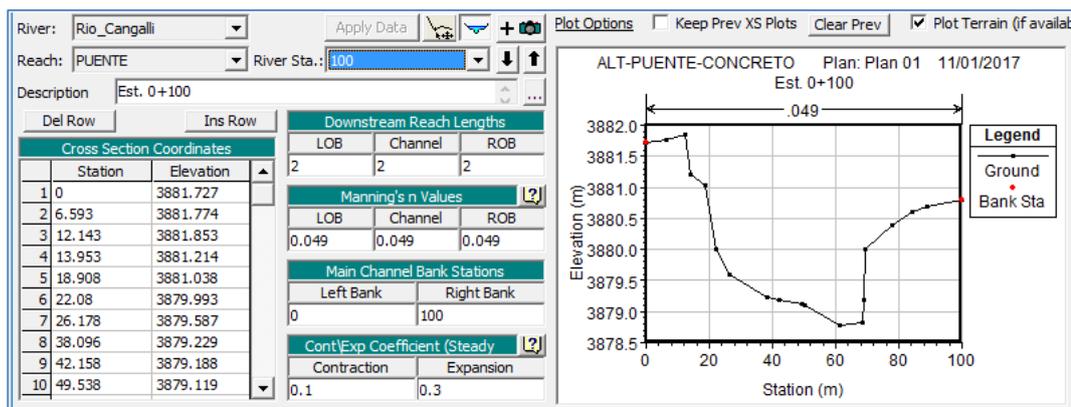
Fuente: Elaboración propia

Figura N° 63 Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+050



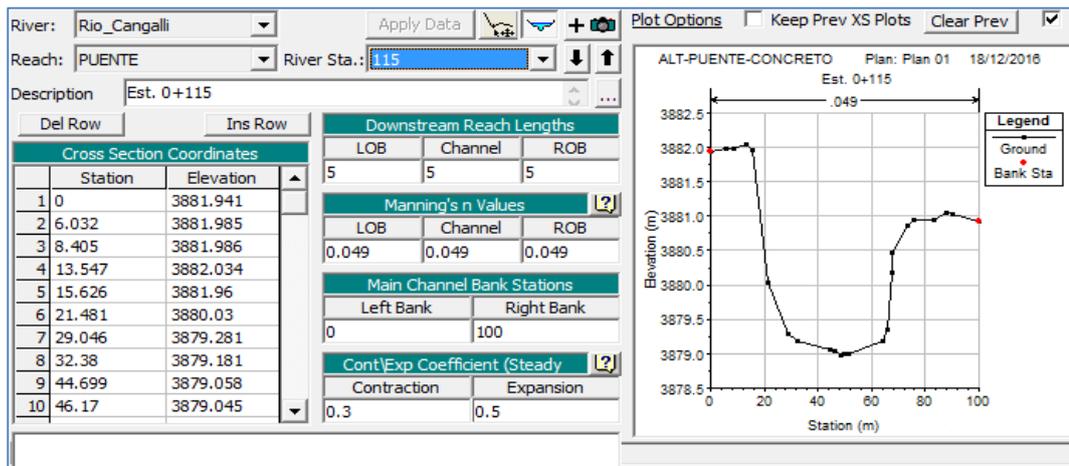
Fuente: Elaboración propia

Figura N° 64 Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+100



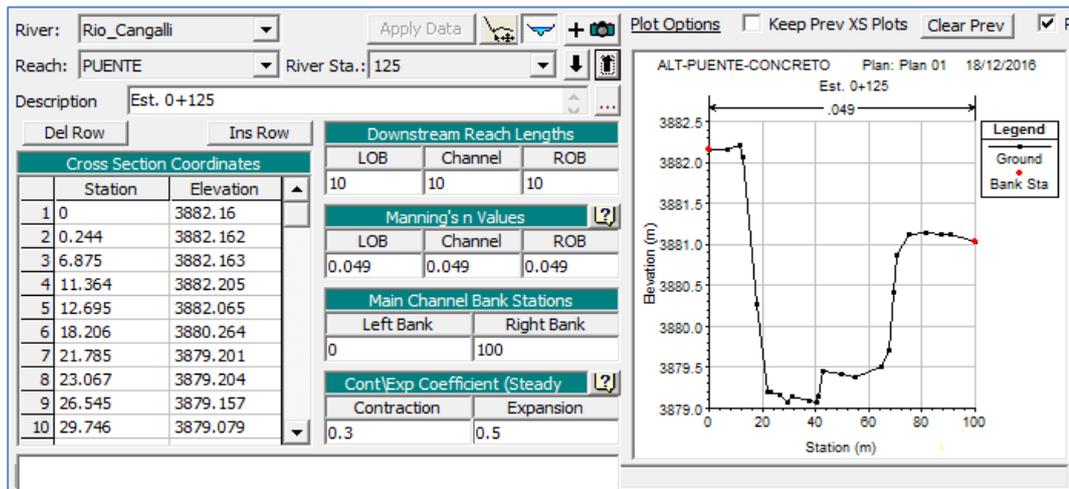
Fuente: Elaboración propia

Figura N° 65 Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+115



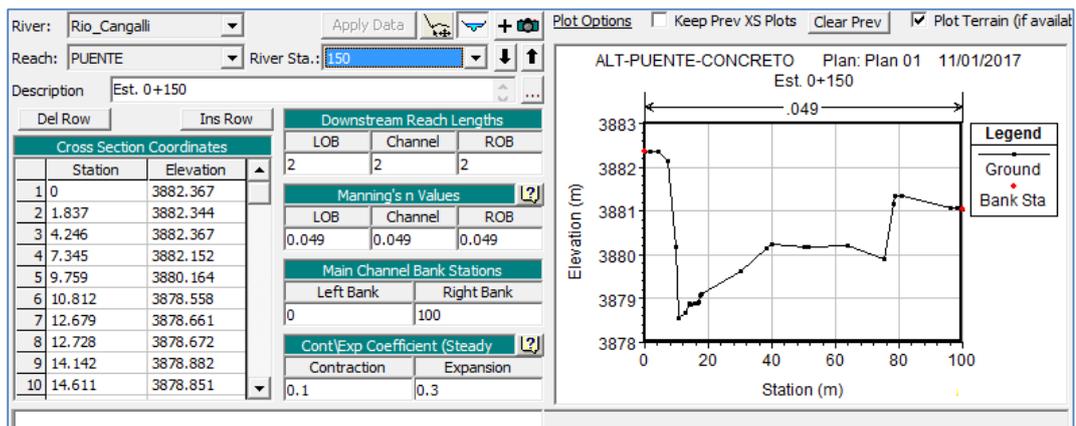
Fuente: Elaboración propia

Figura N° 66 Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+125



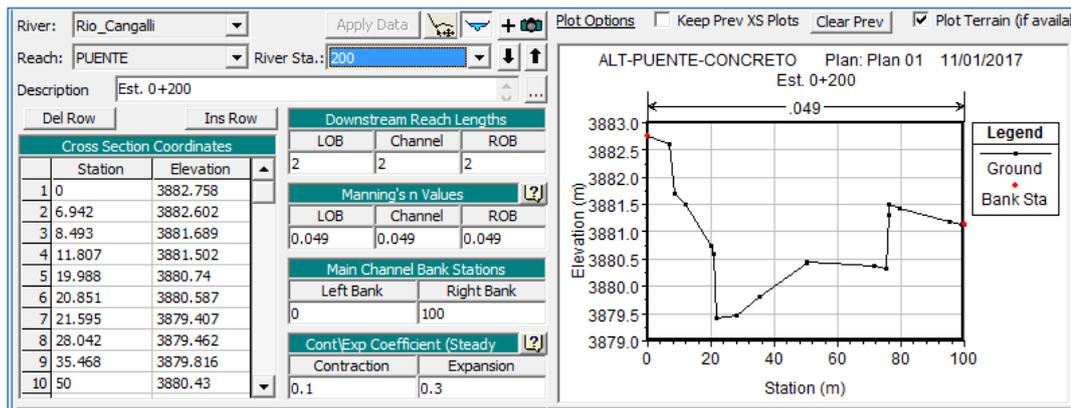
Fuente: Elaboración propia

Figura N° 67 Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+150



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 68 Sección transversal en HEC RAS, Est. 0+200.



Fuente: Elaboración propia

De manera similar se ingresan las secciones 0+010, 0+020, 0+030, 0+040, 0+060, 0+070, 0+080, 0+090, 0+110, 0+130, 0+140, 0+160, 0+170, 0+180, 0+190, 0+210, 0+220, 0+230, 0+240 y 0+250.

B. GEOMETRÍA DEL PUENTE DE CONCRETO ARMADO

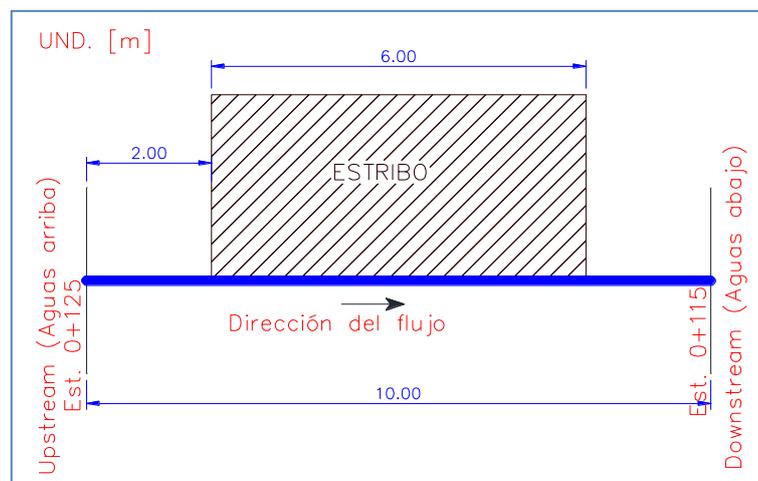
La geometría del puente a simular se resume:

- ✓ Luz Puente: 50 m, entre caras de estribos.
- ✓ Pilar: 01 grupo de 2 columnas circulares de diámetro 1.00m.
- ✓ Estación para puente en alineamiento del cauce: 0+120.
- ✓ Ángulo entre dirección de flujo y sección puente 90°.

Para definir la geometría en el modelo se toma en consideración los siguientes puntos:

- ✓ **Estribos.-** Para definir los estribos se tiene presente lo siguiente:

Figura N° 69 Ubicación y distancias del estribo dentro de las secciones 0+115 y 0+125.



Fuente: Elaboración propia

Distance: Distancia entre la estación más próxima aguas arriba, para el presente estudio se ha calculado 2.00m.

Width: Ancho efectivo de los estribos del puente, **para presente se considera 6.00m.**

Weir Coef: Coeficiente del vertedero (HEC RAS, 2016, p.6-38):

$$Q = CLH^{3/2} \quad \dots (90)$$

Donde: Q (Caudal), C (Coeficiente de flujo de vertedero), L (Longitud de la presa) y H (Altura o Energía del vertedero).

- ✓ Para flujo sobre una cubierta típica del puente se recomiendan usar coeficiente de 2.6 (HEC RAS, 2016, p.6-39)
- ✓ Para flujo sobre terraplenes elevados recomiendan 3.0 (HEC RAS, 2016, p.6-39)

Upstream: Relación estación versus elevación para definir sección del puente, hacia aguas arriba.

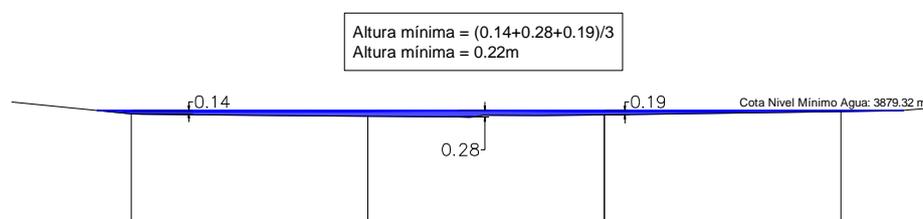
Downstream: Relación estación versus elevación para definir sección del puente, hacia aguas abajo.

U.S. Embankment SS: Pendiente lateral terraplén, aguas arriba, con respecto a la altura en 1. Para el presente estudio se considera 0, sin pendiente.

D.S. Embankment SS: Pendiente lateral terraplén, aguas abajo, con respecto a la altura en 1. Para el presente estudio se considera 0, sin pendiente.

Max. Submergence: Relación de inmersión máxima permisible antes de ir al cálculo basado en energía, se toma el valor por defecto 0.98, puesto que el terreno es llano, el puente se adecua a la topografía del cauce.

Min. Weir Flow El: Elevación para empezar a comprobar el flujo del vertedero (Altura mínima de agua del cauce), para el estudio se identificó 0.22 m.



Weir Crest Shape: Forma de la cresta del vertedero, HEC RAS, define dos tipos:

- ✓ **BROAD CREST** (Cresta ancha, utilizado para puentes).
- ✓ **OGEE** (Aliviadero de desbordamiento, más utilizado en represas).

Con las consideraciones y valores calculados descritos se ingresa la siguiente información para simular los estribos:

Figura N° 70 Ingreso de sección delimitado por estribos para puente de concreto armado, en modelo HEC RAS.

Distance	Width	Weir Coef
0	6	2.6

Upstream			Downstream		
Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
0.	3884.4	3878.	0.	3884.4	3878.
2	18.8	3884.4	18.8	3884.4	3878.
3	18.8	3884.4	18.8	3884.4	3882.47
4	68.3	3884.4	68.3	3884.4	3882.47
5	68.3	3884.4	68.3	3884.4	3878.
6	100.	3884.4	100.	3884.4	3878.
7					
8					

Fuente: Propia.

- ✓ **Pilar.-** Para definir los estribos se tiene presente lo siguiente:

Centerline stations Upstream: Ubicación del eje del pilar aguas arriba.

Centerline stations Downstream: Ubicación del eje del pilar aguas abajo.

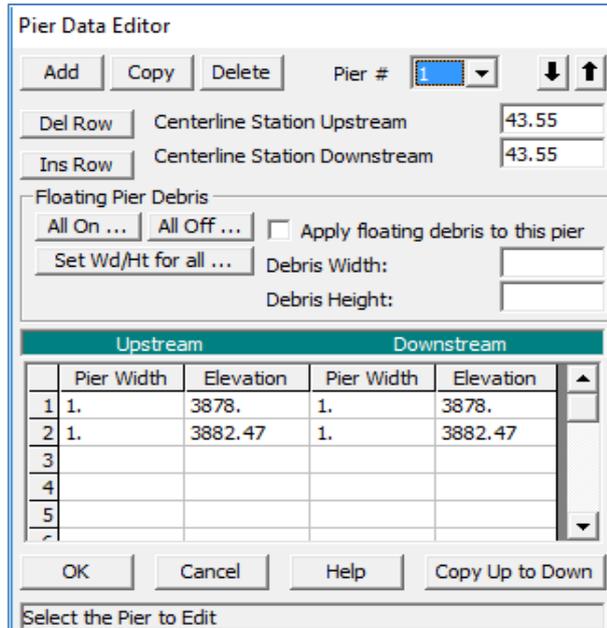
Apply floating debris on this pier: opción de escombro (basura, arboles entre otros) de muelle a HEC, aguas arriba, debido a que puede acumularse en el lado aguas arriba de un muelle durante el flujo alto, estos restos pueden bloquear una porción significativa de la abertura del puente, **para el presente por la configuración del terreno no hay riesgo de estos fenómenos, por consiguiente se ignora esta opción.**

Upstream: Relación estación versus elevación para definir un pilar del puente, hacia aguas arriba.

Downstream: Relación estación versus elevación para definir sección del puente, hacia aguas abajo.

Con las consideraciones descritas se ingresa la información para simular el pilar central:

Figura N° 71 Ingreso de pilar del puente de concreto armado, en modelo HEC RAS.



Pier Data Editor

Add Copy Delete Pier # 1 ↓ ↑

Del Row Centerline Station Upstream 43.55

Ins Row Centerline Station Downstream 43.55

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	1.	3878.	1.	3878.
2	1.	3882.47	1.	3882.47
3				
4				
5				

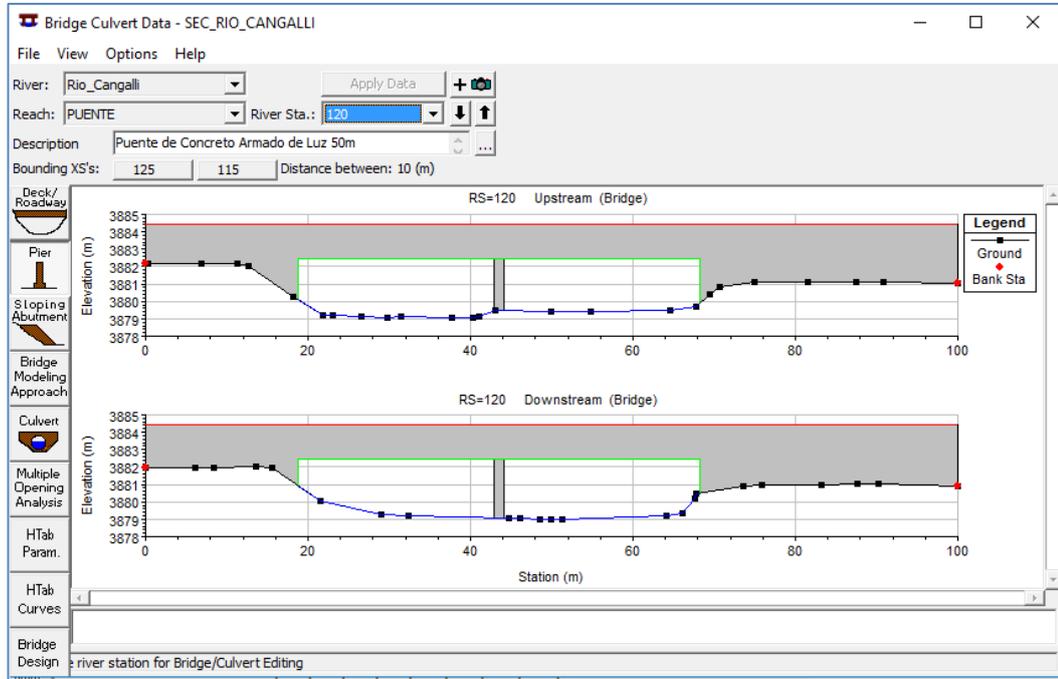
OK Cancel Help Copy Up to Down

Select the Pier to Edit

Fuente: Elaboración propia.

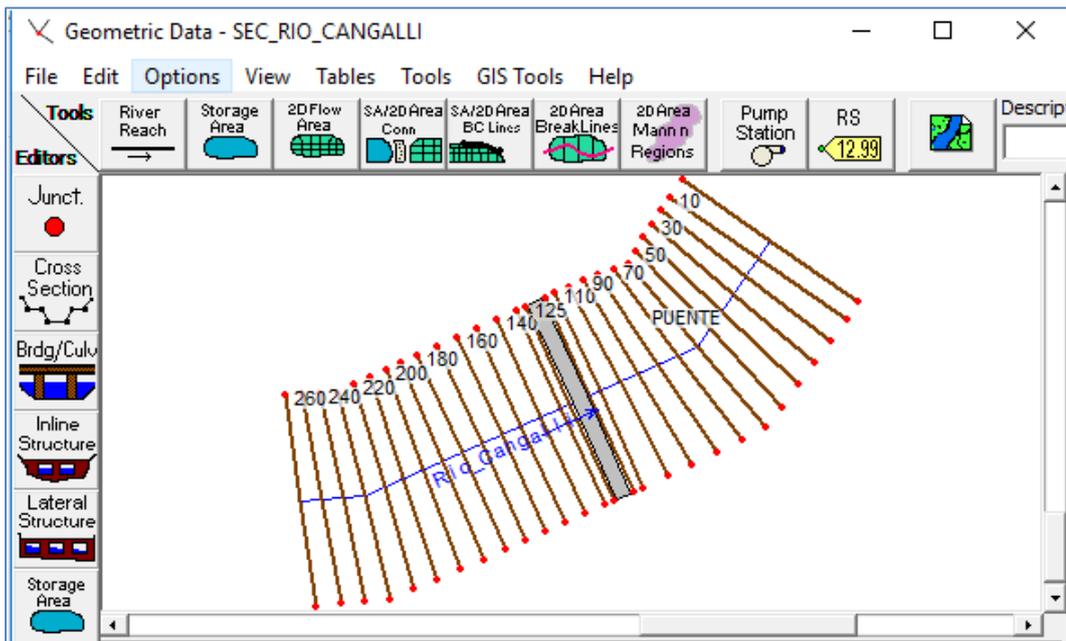
Luego de ingresar los estribos y pilar del puente de concreto armado, se obtiene la siguiente representación gráfica (aguas arriba y aguas abajo).

Figura N° 72 Geometría del puente de concreto armado en modelo HEC RAS.



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 73 Vista en planta de las secciones definidas.



Fuente: Elaboración propia

C. FLUJO ESTACIONARIO

Para determinar el nivel máximo de agua extraordinaria, para periodo de retorno 140 años, se simula con flujo estacionario (Steady flow data), es decir que las propiedades de flujo no cambian en el transcurso del tiempo, la velocidad de cada elemento de volumen es la misma siempre.

✓ **RÉGIMEN DE FLUJO**

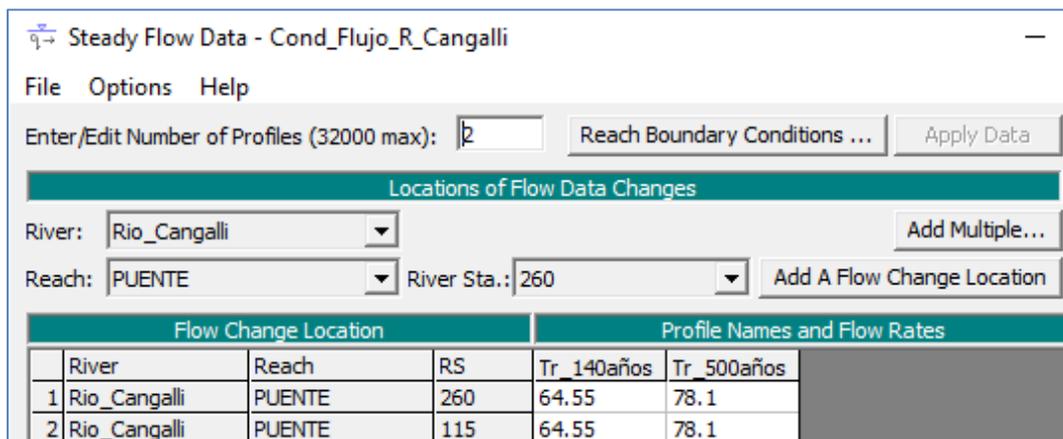
Los cálculos comienzan a partir de una sección con condiciones iniciales de cota de lámina de agua conocida o asumida, y prosigue hacia aguas arriba si se considera flujo subcrítico, o hacia aguas abajo si es flujo supercrítico o rápido. Con estas consideraciones, se ingresa los caudales determinados en los estudios básicos de hidrología, para los diferentes periodos de retorno:

Tabla N° 83 Caudales diseño versus periodos de retorno para ingresar en modelo

Periodo retorno (años)	Caudal diseño (m ³ /s)
140	64.55
500	78.10

Fuente: Propia

Figura N° 74 Lámina de agua para aguas arriba y puente (m³/s)



Fuente: Propia

✓ **CONDICIONES DE CONTORNO**

HEC RAS, tiene las siguientes opciones para condiciones de contorno:

- ✓ **Known Water Surface Elevations:** Elevaciones de la superficie del agua conocidas, se ingresa una superficie de agua conocida de los perfiles calculados.
- ✓ **Critical Depth:** Profundidad crítica, el programa calcular la profundidad crítica para cada uno de los perfiles y se usa como condiciones límites.
- ✓ **Normal Depth:** Profundidad normal, se ingresar una pendiente de energía que se utilizará para calcular la profundidad normal (ecuación de Manning) en esa ubicación.
- ✓ **Rating Curve:** Curva Gasto, cuando se selecciona esta opción, aparece una ventana que permite al introducir los pares de valores Elevación-Caudal de la curva de gasto.

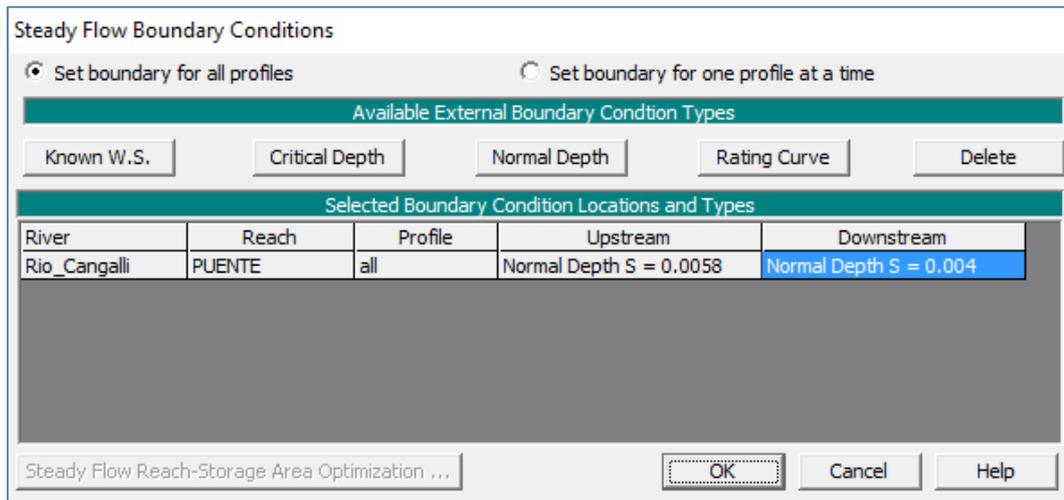
Para nuestro modelo ingresaremos la pendiente del cauce aguas arriba y agua abajo, determinado por el promedio de las pendientes conformados por el alineamiento definido.

Tabla N° 84 Cálculo de pendiente aguas arriba y aguas abajo

Estación	Condiciones de Contorno (Pendiente)		
	COTA	Pendiente	OBSERVACIÓN
0+000	3878.526	0.0040	Aguas Abajo
0+115	3878.987		
0+125	3879.415	0.0058	Aguas Arriba
0+250	3880.143		

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 75 Asignación de condiciones de contorno para modelo, tipo “Normal Depth”

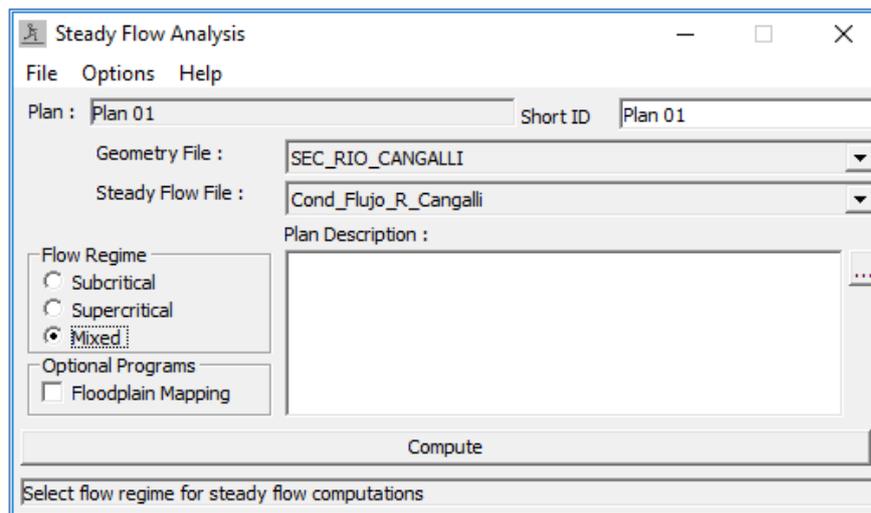


Fuente: Propia

D. RESULTADOS

Para simular el comportamiento de flujo, se simula con régimen de flujo mixto para verificar flujos subcríticos y supercríticos dentro de las secciones ingresadas.

Figura N° 76 Ventana configuración para simular flujo mixto.



Fuente: Propia

HEC RAS, simula comportamiento de flujo unidimensional, para lo cual considera los siguientes criterios para comportamiento de flujo con ecuación de conservación de energía:

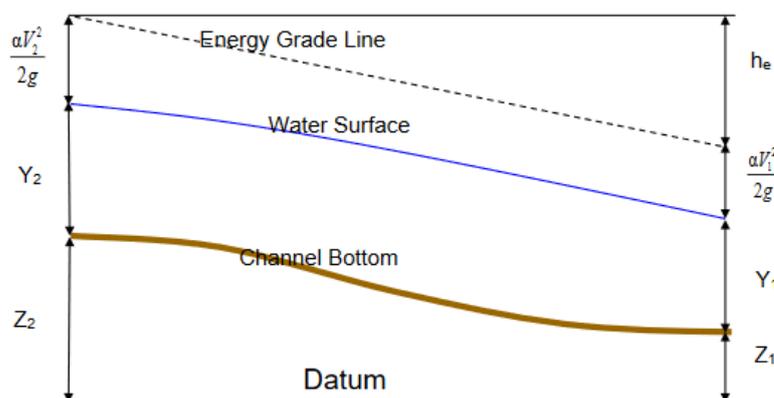
✓ **ECUACIÓN DE CONSERVACIÓN DE ENERGÍA:**

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \dots (40)$$

Donde:

- ✓ Z_1 y Z_2 = Elevación de canal en los extremos de un tramo.
- ✓ Y_1 , Y_2 = Profundidad del agua en las secciones transversales.
- ✓ V_1 , V_2 = Velocidades promedio.
- ✓ α_1 , α_2 = Coeficiente de ponderación de la velocidad.
- ✓ h_e = Perdida de energía.
- ✓ g = aceleración de la gravedad.

Figura N° 77 Representación de las variables de ecuación de energía.



Fuente: Figura 2-1 (HEC RAS, 2016, p.2-3)

✓ **PERDIDA DE ENERGÍA:**

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \quad \dots (91)$$

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad \dots (92)$$

Donde:

- ✓ L = Longitud de alcance ponderada de descarga.
- ✓ \bar{S}_f = Pendiente de fricción representativa entre dos secciones.
- ✓ C = Coeficiente de pérdida de expansión o contracción.
- ✓ L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} = Longitud de la sección transversal especificada para el flujo en lado izquierdo, canal principal, y lado derecho, respectivamente
- ✓ $\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}$ = Promedio aritmético de los flujos entre secciones, para lado izquierdo, canal principal y lado derecho.
- ✓ **SUBDIVISIÓN DE SECCIÓN TRANSVERSAL PARA CÁLCULOS:**

$$Q = KS_f^{1/2} \quad \dots (93)$$

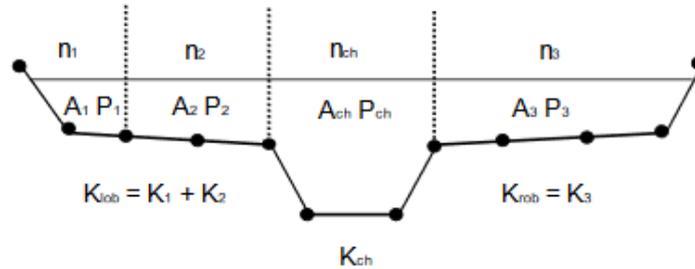
$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad \dots (94)$$

Donde:

- ✓ Q = Caudal.
- ✓ n = coeficiente de Manning.
- ✓ A = Área de flujo para la subdivisión.
- ✓ R = Radio hidráulico para la subdivisión.

- ✓ S_f = Pendiente entre las secciones.
- ✓ K = coeficiente de subdivisión (Velocidad).

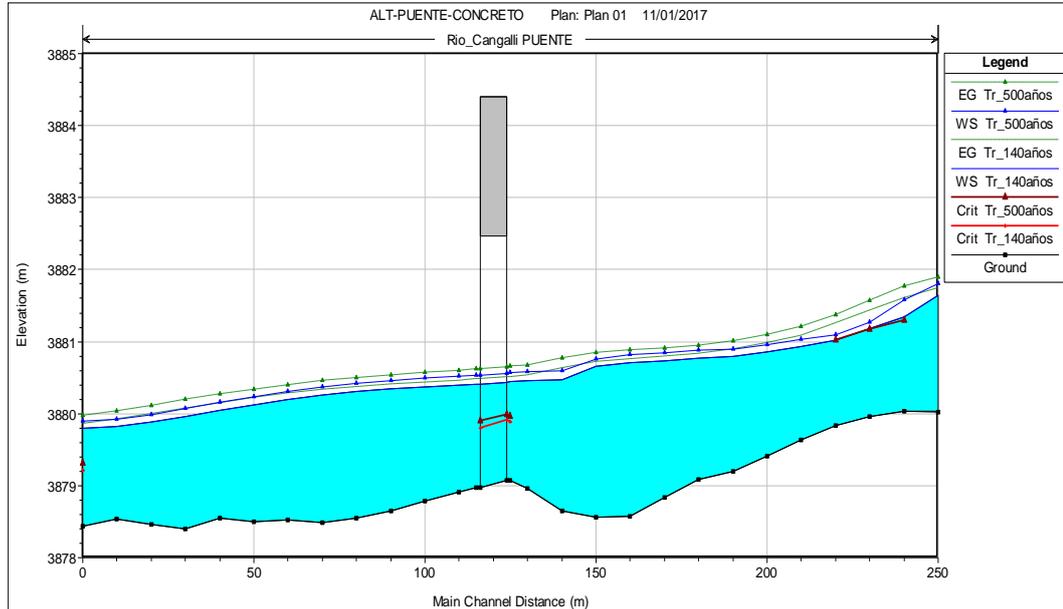
Figura N° 78 Criterio para método subdivisión DE HEC RAS.



Fuente: Figure 2-2 (HEC RAS, 2016, p. 2-5)

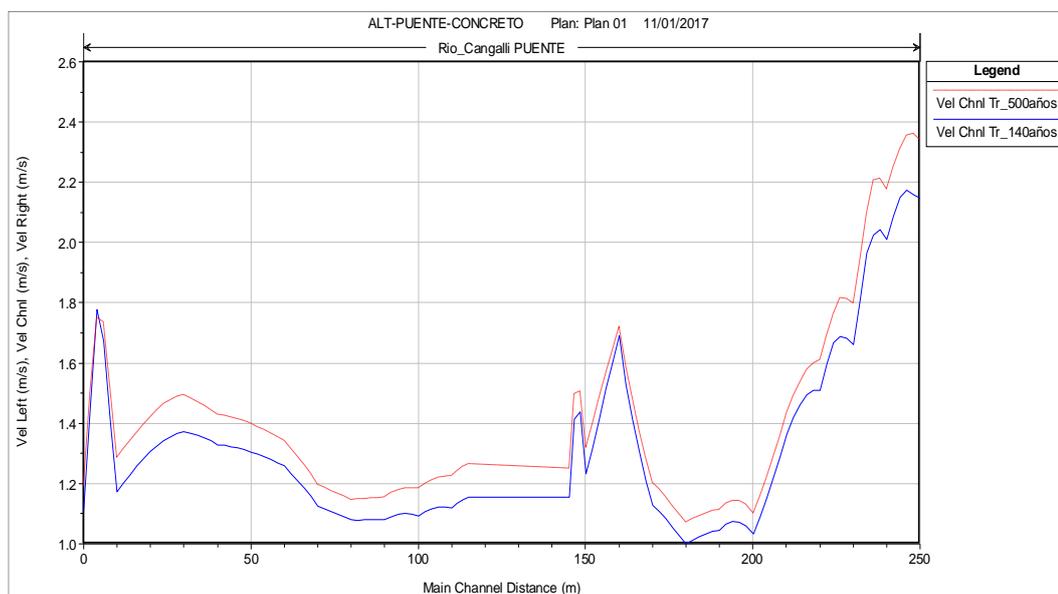
✓ **PERFIL DE FLUJO DEL MODELO**

Figura N° 79 Gráfico perfil de flujo del cauce con puente de concreto, para periodo de retorno de 140 y 500 años.



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

Figura N° 80 Gráfico distancia versus velocidad de flujo, para periodos de retorno 140 y 500 años.



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

✓ **NIVEL AGUA MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS (Tr=140 años)**

El nivel de agua máxima extraordinaria (NAME) obtenido con la simulación del modelo es, para periodo de retorno de 140 años:

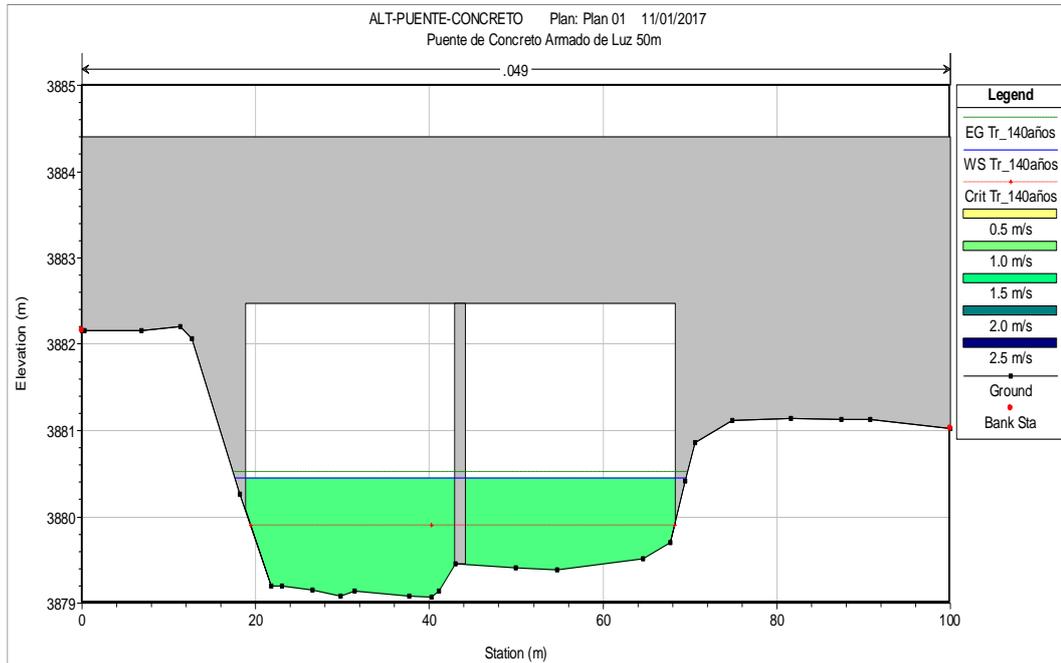
NAME (Aguas arriba del puente): 3880.44 m.s.n.m.

NAME (Aguas abajo del puente): 3880.43 m.s.n.m.

Con estas cotas de nivel de aguas máximas extraordinarias se obtiene la cota de diseño, que resulta del promedio:

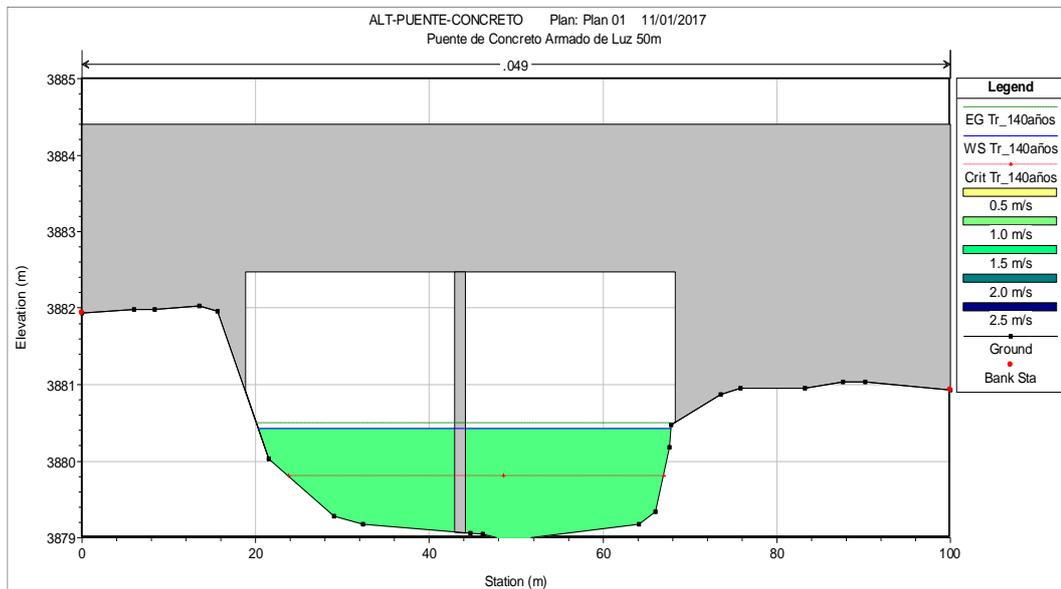
NAME (Diseño): 3880.44 m.s.n.m.

Figura N° 81 *Altura de flujo en puente, aguas arriba, cota NAME:*
3880.44 m.s.n.m.



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

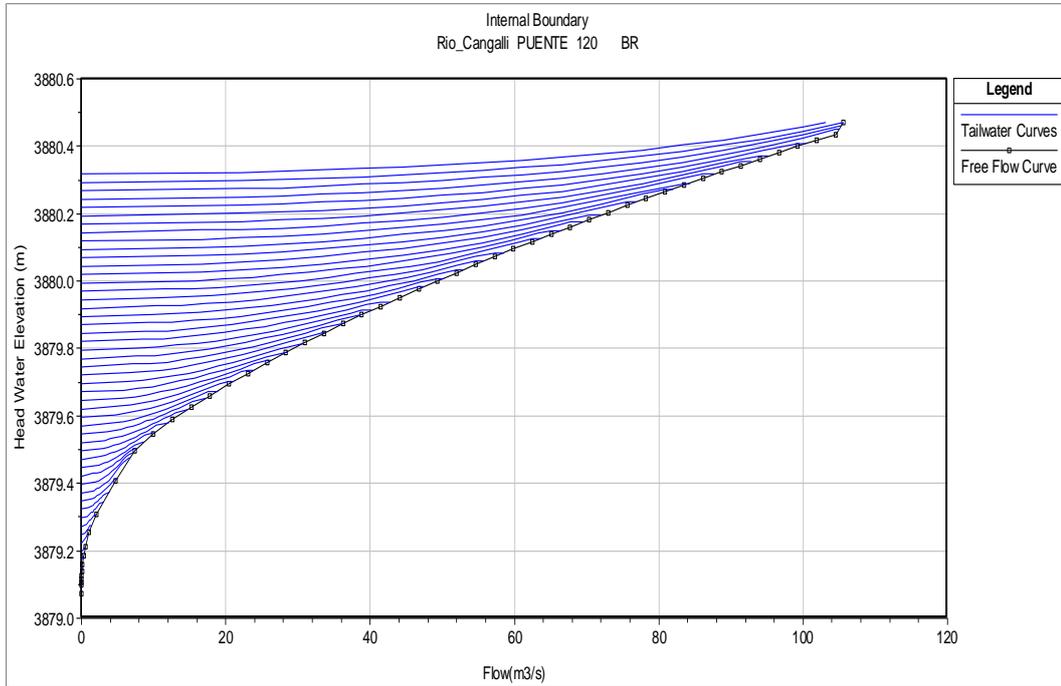
Figura N° 82 *Altura de flujo en puente, aguas abajo, cota NAME:*
3880.43 m.s.n.m.



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

✓ **RELACIÓN CAUDAL VS ELEVACIÓN SECCIÓN DEL PUENTE**

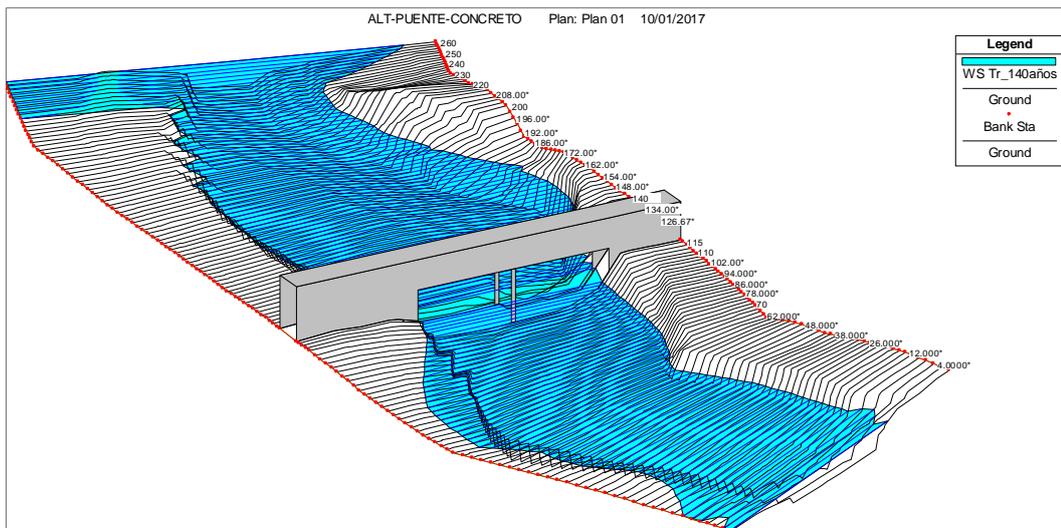
Figura N° 83 Caudal (m³/s) versus elevación (m.s.n.m) para la sección del puente idealizado.



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

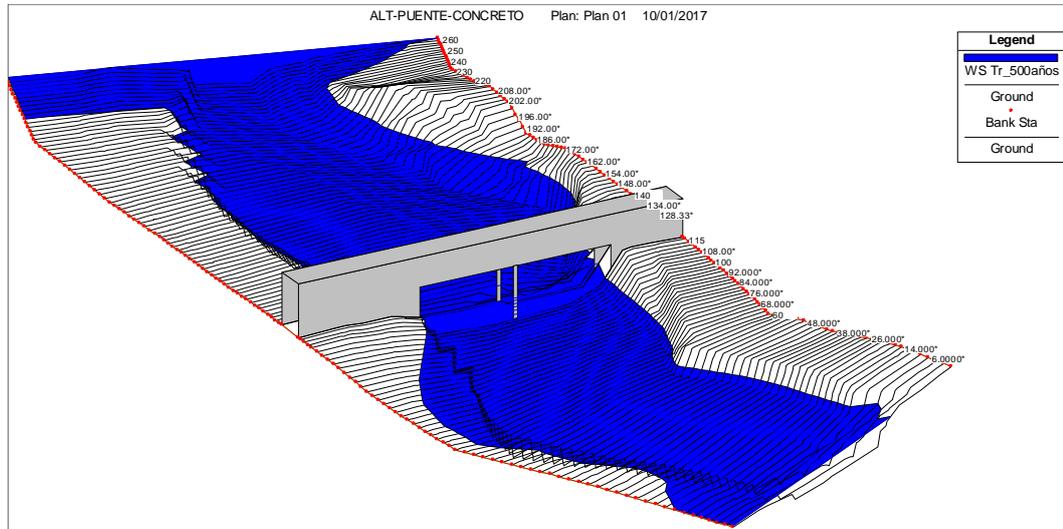
✓ **ISOMÉTRICO 3D COMPORTAMIENTO DE FLUJO SIMULADO**

Figura N° 84 Isométrico de comportamiento flujo simulado en cauce con puente de concreto, periodo de retorno 140 años



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

Figura N° 85 Isométrico de comportamiento flujo simulado en cauce con puente de concreto, periodo de retorno 500 años



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

✓ **VARIABLES HIDRÁULICAS DEL CAUCE**

En el cuadro siguiente se observa que el comportamiento del flujo en el cauce es de régimen subcrítico, puesto que el número de Froude varía de entre 0.21 a 0.78, menor a 1; y las velocidades varían de entre 0.8 a 2.22m/s.

Tabla N° 85 Resultado de variables hidráulicas por secciones del cauce, para periodo de retorno 140 años.

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
260	64.55	3880.020	3881.780	3881.320	3881.850	0.007	1.180	54.770	97.700	0.500
250	64.55	3880.030	3881.680		3881.770	0.009	1.340	48.010	85.380	0.570
240	64.55	3880.030	3881.370		3881.620	0.015	2.220	29.110	35.020	0.780
230	64.55	3879.960	3881.210		3881.450	0.015	2.150	30.070	37.860	0.770
220	64.55	3879.830	3881.060		3881.270	0.015	2.010	32.130	44.430	0.750
210	64.55	3879.640	3880.960		3881.100	0.010	1.660	38.840	50.330	0.600
200	64.55	3879.410	3880.880		3880.990	0.008	1.510	42.740	57.250	0.560
190	64.55	3879.190	3880.810		3880.900	0.007	1.360	47.290	65.810	0.510
180	64.55	3879.090	3880.790		3880.840	0.003	1.030	62.480	73.970	0.360
170	64.55	3878.830	3880.750		3880.810	0.003	1.040	61.790	74.800	0.370
160	64.55	3878.570	3880.720		3880.770	0.003	1.000	64.460	74.040	0.340
150	64.55	3878.560	3880.670		3880.740	0.004	1.130	57.270	67.920	0.390
140	64.55	3878.650	3880.510		3880.660	0.013	1.690	38.140	58.930	0.670
130	64.55	3878.960	3880.480		3880.560	0.004	1.230	52.320	54.930	0.400

125	64.55	3879.070	3880.460	3879.890	3880.520	0.003	1.150	55.940	51.930	0.360
115	64.55	3878.980	3880.420		3880.490	0.003	1.150	55.920	47.520	0.340
110	64.55	3878.910	3880.410		3880.480	0.003	1.120	57.620	49.630	0.330
100	64.55	3878.780	3880.390		3880.450	0.003	1.090	59.050	56.560	0.340
90	64.55	3878.650	3880.360		3880.420	0.003	1.080	59.780	64.230	0.360
80	64.55	3878.550	3880.330		3880.390	0.003	1.080	59.810	69.360	0.370
70	64.55	3878.480	3880.280		3880.350	0.004	1.130	57.310	68.740	0.390
60	64.55	3878.520	3880.220		3880.300	0.005	1.260	51.230	63.890	0.450
50	64.55	3878.500	3880.160		3880.250	0.005	1.300	49.480	60.460	0.460
40	64.55	3878.550	3880.100		3880.190	0.006	1.330	48.570	62.080	0.480
30	64.55	3878.400	3880.030		3880.130	0.006	1.370	47.000	57.290	0.480
20	64.55	3878.460	3879.980		3880.070	0.006	1.310	49.440	62.430	0.470
10	64.55	3878.540	3879.940		3880.010	0.005	1.170	55.060	71.200	0.430
0	64.55	3878.430	3879.790	3879.210	3879.860	0.004	1.110	58.110	72.260	0.400

Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

✓ **COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN DEL PUENTE**

Tabla N° 86 Resultados del comportamiento de flujo, para la sección del puente de concreto, para periodo de retorno 140 años.

Plan: Plan 01 Rio_Cangalli PUENTE RS: 120 Profile: Tr_140años				
E.G. US. (m)	3880.52	Element	Inside BR	Inside BR
W.S. US. (m)	3880.46	E.G. Elev (m)	3880.52	3880.5
Q Total (m³/s)	64.55	W.S. Elev (m)	3880.44	3880.43
Q Bridge (m³/s)	64.55	Crit W.S. (m)	3879.9	3879.79
Q Weir (m³/s)		Max Chl Dpth (m)	1.37	1.45
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.2	1.18
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m²)	53.76	54.72
Weir Submerg		Froude # Chl	0.33	0.35
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m³)	38.67	42.14
Min El Weir Flow (m)	3884.4	Hydr Depth (m)	1.11	1.18
Min El Prs (m)	3882.47	W.P. Total (m)	51.56	49.71
Delta EG (m)	0.03	Conv. Total (m³/s)	1128.1	1190.6
Delta WS (m)	0.03	Top Width (m)	48.5	46.53
BR Open Area (m²)	152.03	Frctn Loss (m)	0.02	0.01
BR Open Vel (m/s)	1.2	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m²)	33.48	31.73
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	40.2	37.43

Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

✓ **RESUMEN DISEÑO HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN DEL PUENTE DE CONCRETO**

Tabla N° 87 Resumen datos diseño para sección hidráulica para periodo de retorno $Tr = 140$ años

DESCRIPCIÓN	VALOR	OBSERVACIÓN
Cota nivel aguas máximas	3880.44 m.s.n.m.	-
Cota Inferior superestructura	3882.44 m.s.n.m.	-
Altura Galibo adaptado	2 m	Corriente relativamente limpia
Caudal de diseño	64.55 m ³ /s	Para periodo retorno 140 años
Velocidad de diseño	1.2 m/s	Para periodo retorno 140 años
Número de Froude	0.33 – 0.35	Flujo sub crítico

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. PUENTE CON BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS

Para simular el comportamiento de flujo del puente con batería de alcantarillas con HEC RAS 5.0, se desarrolla los siguientes pasos:

- ✓ Se define la geometría del cauce: definir la sección transversal y alineamiento.
- ✓ Se define la geometría del puente: se define número de alcantarillas a utilizar y su ubicación.
- ✓ Se define las condiciones de contorno para la simulación (Caudal de diseño, pendiente aguas arriba entre otras variables).

A. GEOMETRÍA DE CAUCE

La geometría del cauce es la misma definida para simular el puente de concreto, manteniéndose los coeficientes de “n” manning = 0.049 y Coeficiente de contracción/expansión = 0.3/0.5, para el caso del puente.

B. GEOMETRÍA DEL PUENTE CON BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS.

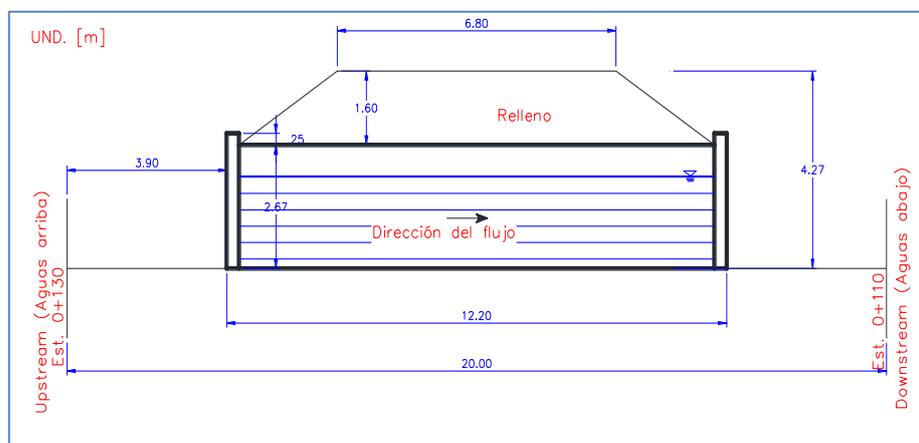
La geometría del puente a simular se resume:

- ✓ Ancho de la calzada:
- ✓ Luz Puente: 50 m.
- ✓ Número de alcantarillas: 5 anillos.
- ✓ Tipo de Alcantarilla: Arco de perfil bajo, flecha 2.67m, luz base 7.45m.
- ✓ Estación para puente en alineamiento del cauce: 0+120.
- ✓ Ángulo entre dirección de flujo y sección puente 90°.

Para definir la geometría en el modelo se toma en consideración los siguientes puntos:

- ✓ **Geometría del puente.-** Para definir la geometría del puente alcantarilla se tiene presente lo siguiente:

Figura N° 86 Ubicación y distancias de la alcantarilla dentro de las secciones 0+110 y 0+130.



Fuente: Elaboración propia

- ✓ **Relleno.-** Se ingresa similar a la configuración de estribos de puentes de concreto.

Figura N° 87 Ingreso de sección relleno para puente de batería de alcantarillas metálicas, en modelo HEC RAS.

Distance	Width	Weir Coef
3.9	12.2	3.9

Upstream			Downstream		
Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
0.	3883.	3878.	0.	3883.	3878.
2	18.8	3883.	3878.	18.8	3883.
3	18.8	3883.	3878.	18.8	3883.
4	68.3	3883.	3878.	68.3	3883.
5	68.3	3883.	3878.	68.3	3883.
6	100.	3883.	3878.	100.	3883.
7					
8					

Fuente: Elaboración Propia

- ✓ **Alcantarillas.-** Las alcantarillas se define con los siguientes parámetros:
- ✓ **Solution criteria.-** Se define el tipo de diseño hidráulico si es con control a la entrada (**Inlet Control**) o con control a la salida (**Outlet Control**), para esto recomiendan en el artículo Diseño Hidráulico de Alcantarillas (Alonso, 2005, p.4) que los diseños se deben determinar el nivel de flujo con ambos criterios, luego se elige el mayor nivel.
- ✓ **Shape.-** Forma de la alcantarilla, para el proyecto se define **Low Arch** (Arco con perfil bajo).

- ✓ **Span.-** Luz de la alcantarilla, para el caso 7.49m
- ✓ **Rise.-** Flecha, HEC RAS tabula un valor aproximado de las dimensiones comerciales, para el proyecto estimó un valor de 2.52m.
- ✓ **Scale #.-** Forma de la entrada, para la presente se define **3-Square edges; 90 degree headwall** (entrada con bordes cuadrados y muro de 90°)
- ✓ **Distance to Upstrm XS:** Distancia entre la estación más próxima aguas arriba, para el presente estudio se ha calculado 3.90m.
- ✓ **Culvert Length:** Longitud de la alcantarilla, **para presente se considera 12.20m** (Debido a la geometría definida por el talud del relleno).
- ✓ **Entrance Loss Coeff:** Coeficiente perdida de carga a la entrada de la alcantarilla, **para el presente estudio se adapta 0.5**, correspondiente a la entrada con bordes cuadrados y muro de 90°.

Tabla N° 88 Coeficiente de perdida de carga para tuberías metálicas corrugadas

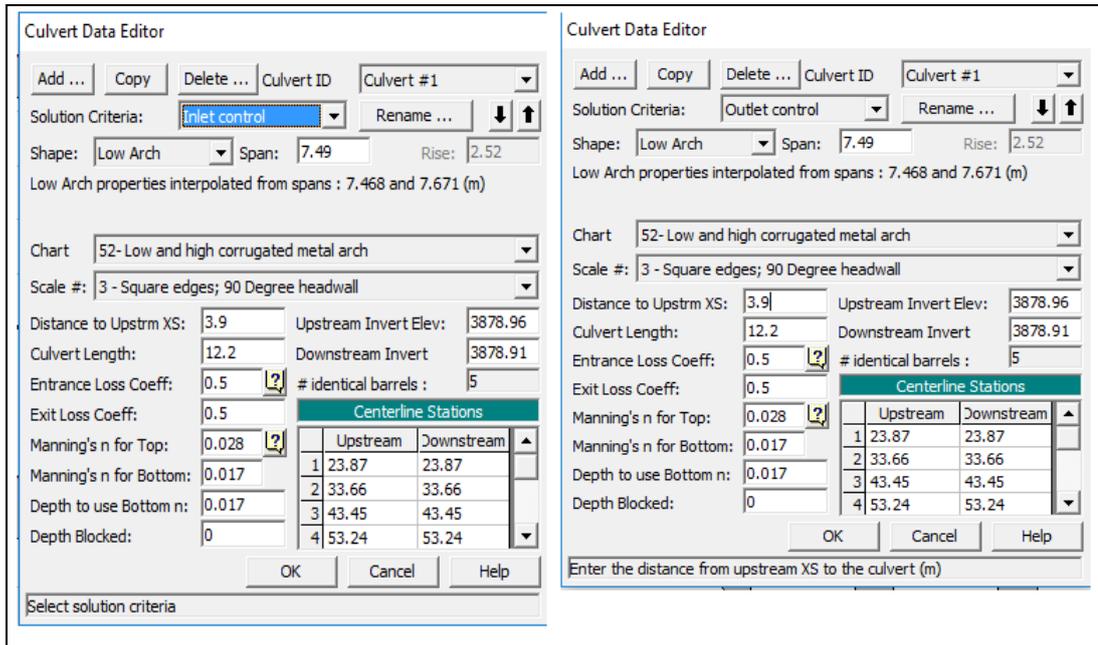
Corrugated Metal Pipe or Pipe-Arch:	
Projected from fill (no headwall)	0.9
Headwall or headwall and wingwalls square edge	0.5
Mitered to conform to fill slope	0.7
End section conformed to fill slope	0.5
Beveled edges, 33.7 or 45 degree bevels	0.2
Side slope tapered inlet	0.2

Fuente: tabla 6-3 (HEC RAS, 2016, p.6-29)

- ✓ **Manning´s for Top**, Coeficiente de rugosidad de la parte superior de la alcantarilla, el modelo se define con planchas metálicas corrugadas, con valor de “n” manning es 0.024.
- ✓ **Manning´s for Bottom**, Base de la alcantarilla para el modelo se define piso de concreto sin terminar, con “n” manning de **0.017**.
- ✓ **Centerline Stations**: Se define el número de anillos de la alcantarilla, así como su localización aguas arriba (Upstream) y aguas abajo (Downstream).
- ✓ **Upstream Invert Elev**, cota fondo de entrada aguas arriba de la alcantarilla definida, para el presente se ha definido la cota 3878.96 m.s.n.m.
- ✓ **Downstream Invert**, cota fondo de la salida de la alcantarilla (aguas abajo), para el presente se ha definido la cota 3878.91 m.s.n.m.

Con las consideraciones y valores descritos se ingresa información en el modelo, para simular el comportamiento de flujo en las tuberías metálicas corrugadas, tanto para diseño de flujo con control a la entrada y salida.

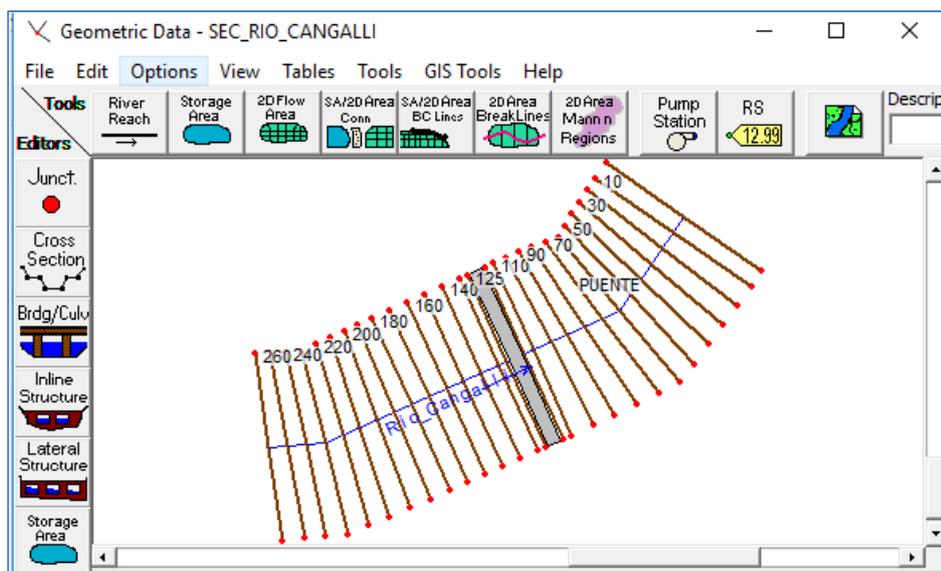
Figura N° 88 Ingreso de los anillos de la alcantarilla, para diseño de flujo con control a la entrada y salida, en modelo HEC RAS.



Fuente: Elaboración propia.

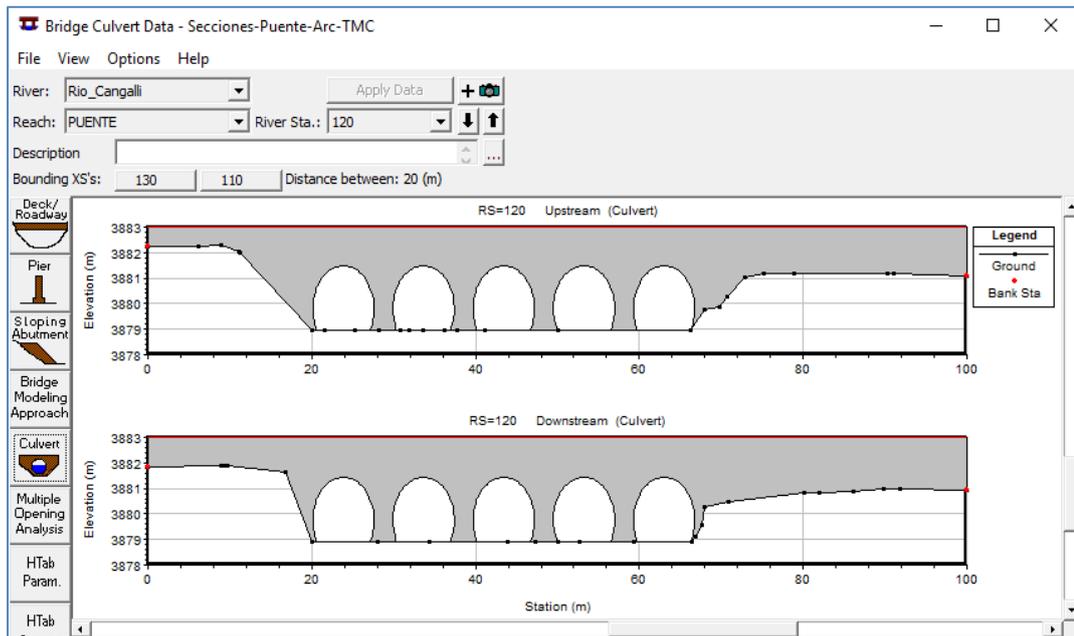
Luego de definir la geometría del puente de batería de alcantarillas metálicas corrugas, se obtiene la siguiente representación gráfica (aguas arriba y aguas abajo).

Figura N° 89 Vista en planta de las secciones de cauce y del puente con batería de alcantarillas metálicas.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 90 Geometría del puente de batería de alcantarillas metálicas corrugadas en modelo HEC RAS.



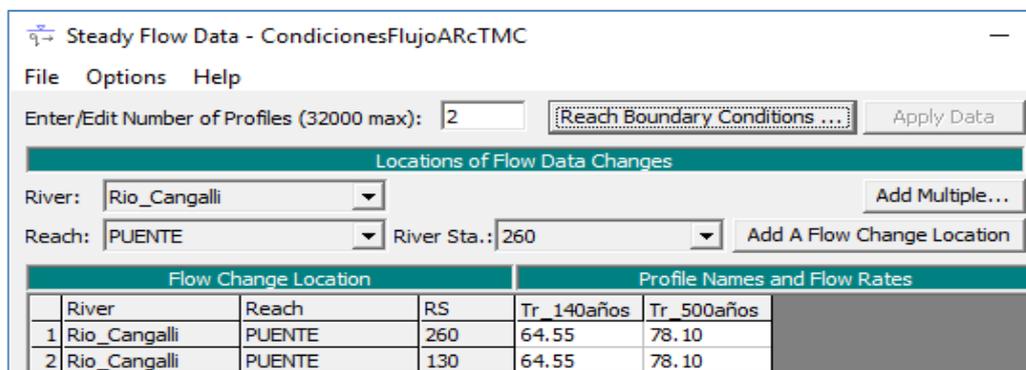
Fuente: Elaboración propia.

C. FLUJO ESTACIONARIO

Se define los mismos parámetros definidos para puentes de concreto, para simular el comportamiento hidráulico del puente conformado con batería de alcantarillas metálicas con control a la entrada y salida, para periodos de retorno de 140 años y 500 años.

✓ RÉGIMEN DE FLUJO

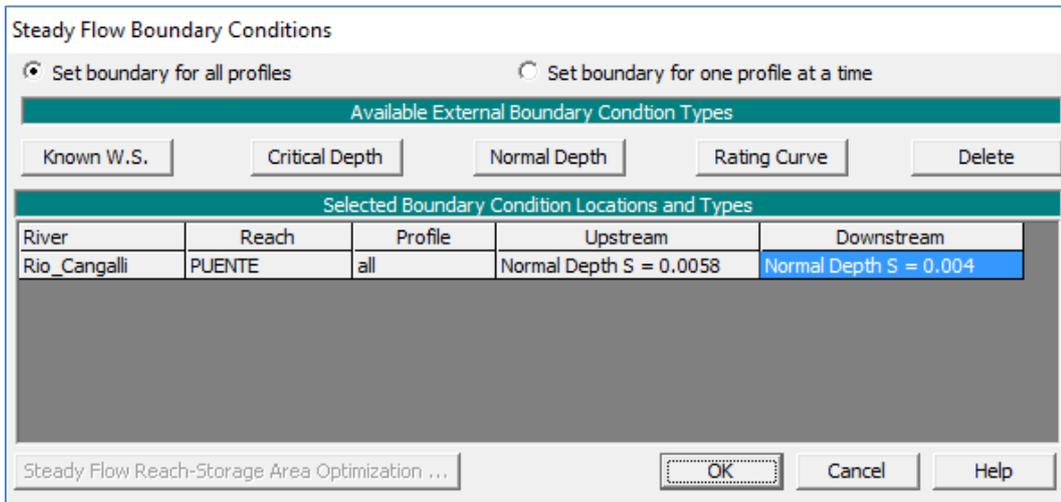
Figura N° 91 Lámina de agua para aguas arriba y puente de batería de alcantarilla metálica corrugada (m^3/s)



Fuente: Propia

✓ **CONDICIONES DE CONTORNO**

Figura N° 92 Asignación de condiciones de contorno para modelo de puente e batería de alcantarillas metálicas corrugadas.

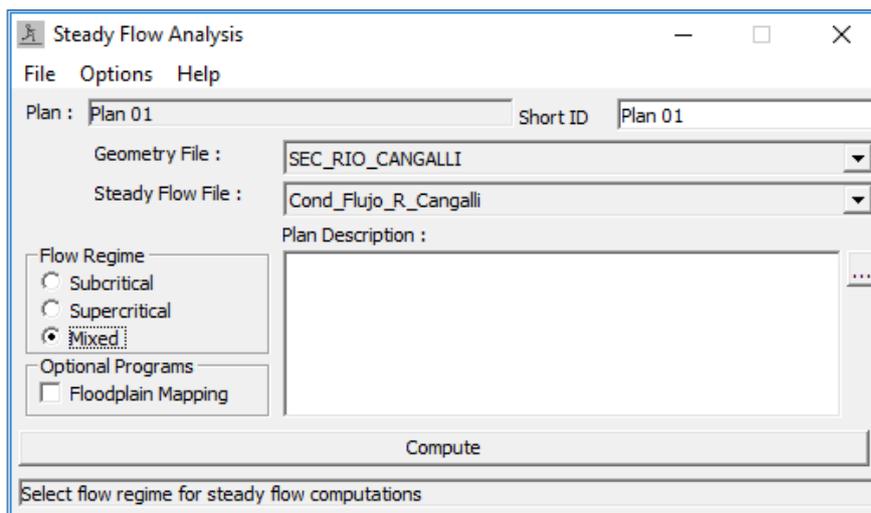


Fuente: Propia

D. RESULTADOS

Para simular el comportamiento de flujo, se simula con régimen de flujo mixto para verificar flujos subcríticos y supercríticos dentro de las secciones ingresadas, y para los criterios con control a la entrada y salida de alcantarillas.

Figura N° 93 Ventana configuración para simular flujo mixto.



Fuente: Propia

HEC RAS, simula comportamiento de flujo unidimensional, para lo cual considera la ecuación de conservación de energía, ya descrito en el caso de puentes de concreto.

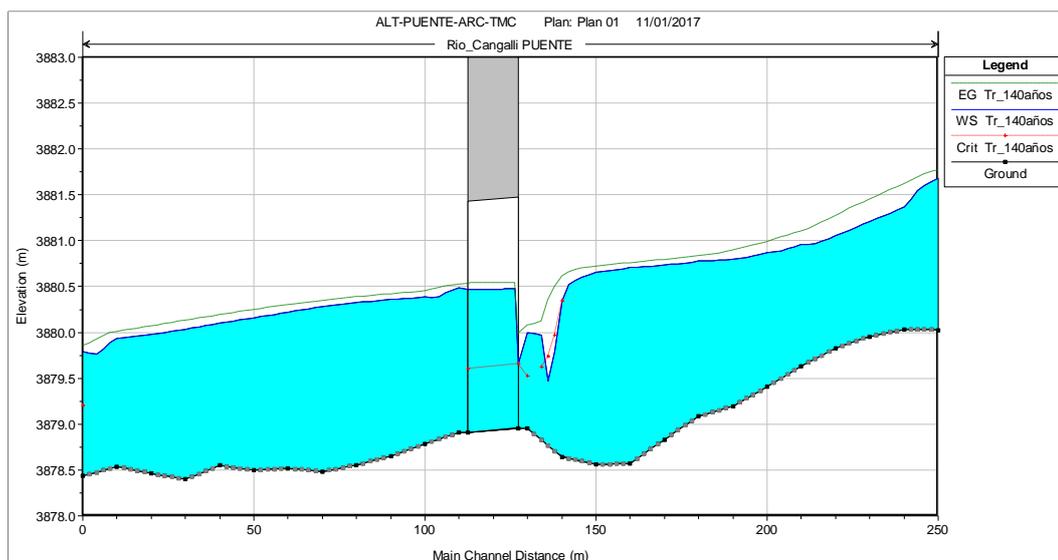
✓ SELECCIÓN DEL TIPO DE DISEÑO HIDRÁULICO ADAPTADO

De los perfiles generados para alcantarillas con control a la entrada y salida, se determina el nivel de aguas máximas extraordinarias es de 3880.54 m.s.n.m. para ambos casos.

El nivel de agua máximas extraordinarias, no ha variado debido a la configuración de la topografía plana, y a la propiedad de rugosidad de las alcantarillas que tratan de conservar las propiedades de flujo similar al cauce natural.

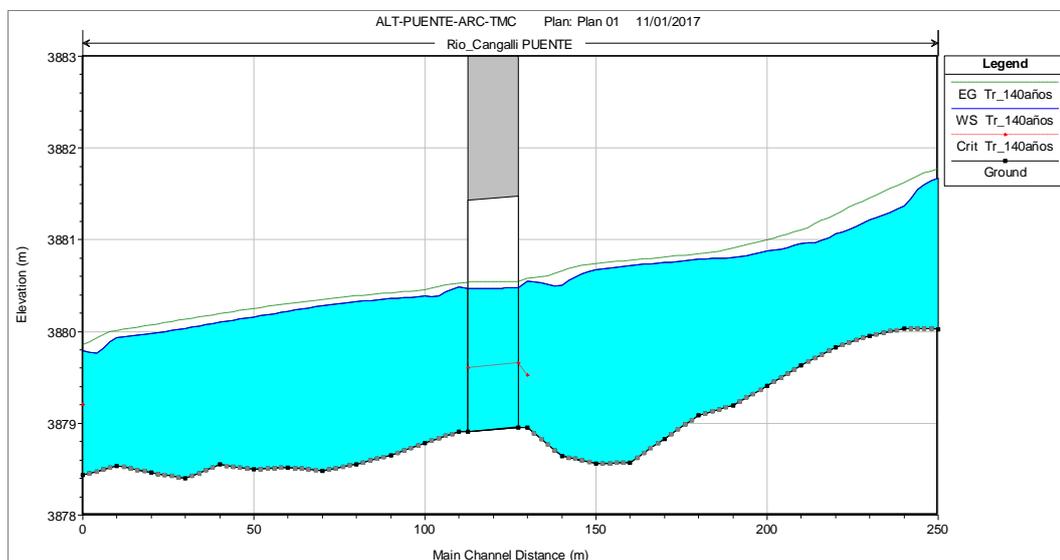
✓ PERFIL DE FLUJO DEL MODELO

Figura N° 94 Gráfico perfil de flujo del cauce con puente de batería de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno de 140 años, con control a la entrada (Cota NAME=3880.54m.s.n.m).



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

Figura N° 95 Gráfico perfil de flujo del cauce con puente de batería de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno de 140 años, con control a la salida (Cota NAME=3880.54 m.s.n.m).



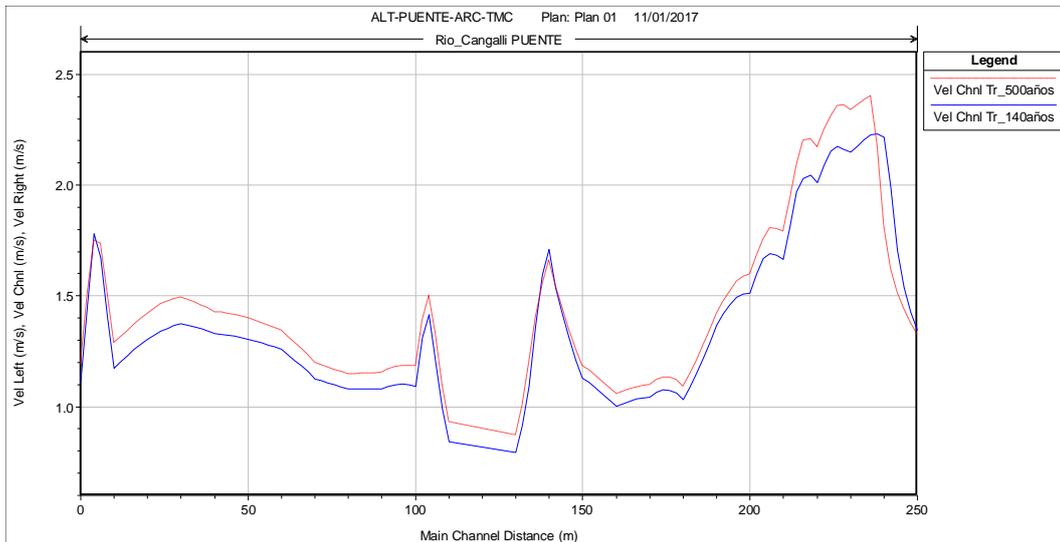
Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

En el escurrimiento con control de entrada, el caudal que pasa por la alcantarilla, depende fundamentalmente de las condiciones de entrada a la misma. Es decir, depende de la sección transversal del conducto, de la geometría de la embocadura y de la profundidad del agua a la entrada o altura del remanso, en este tipo de escurrimiento no influyen las características del conducto mismo. En cambio, en el escurrimiento con control de salida debe agregarse a las anteriores el nivel del agua a la salida, la pendiente, longitud y rugosidad del conducto (Alonso, 2005, p.3).

De las consideraciones del párrafo anterior, para la presente el presente diseño seleccionaremos el diseño con control a la salida, por considerar variables de geometría, profundidad del agua de entrada, nivel de agua a la salida, pendiente, longitud y rugosidad del conducto.

✓ **RELACIÓN DISTANCIA VERSUS VELOCIDAD DE FLUJO, ALCANTARILLA CON CONTROL A LA SALIDA.**

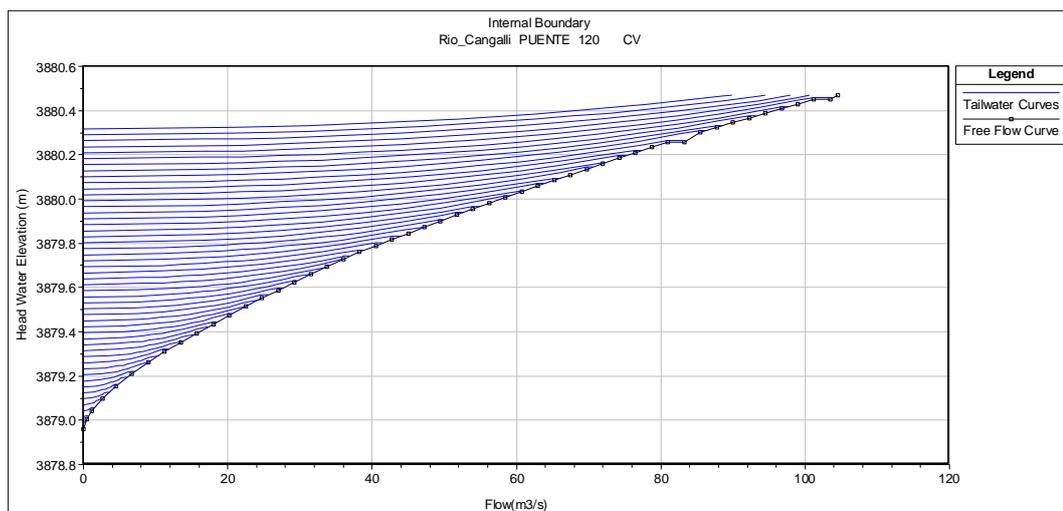
Figura N° 96 Gráfico distancia versus velocidad de flujo, para periodos de retorno 140 y 500 años, alcantarilla con control a la salida.



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

✓ **RELACIÓN CAUDAL VS ELEVACIÓN SECCIÓN DEL PUENTE**

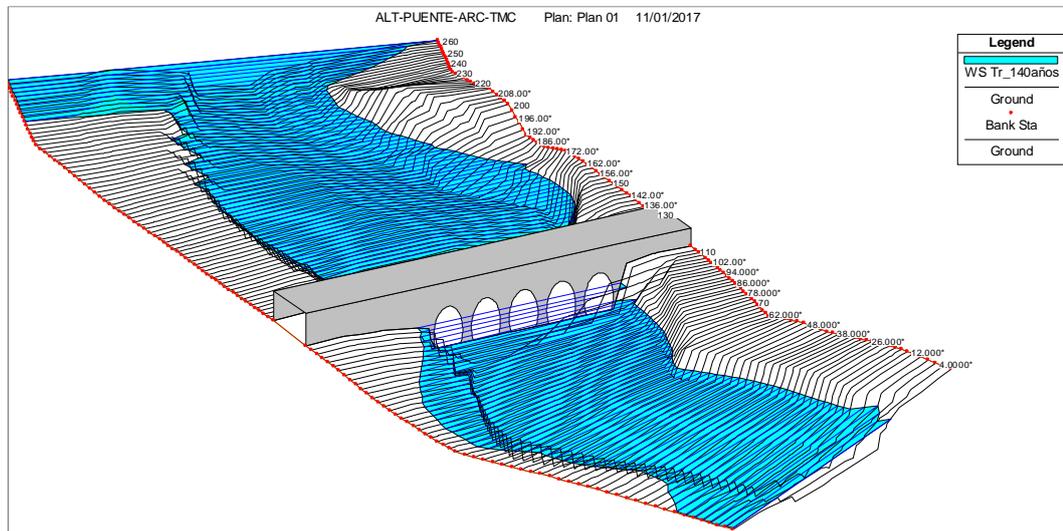
Figura N° 97 Caudal (m^3/s) versus elevación (m.s.n.m) para la sección del puente de batería de alcantarillas metálicas.



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

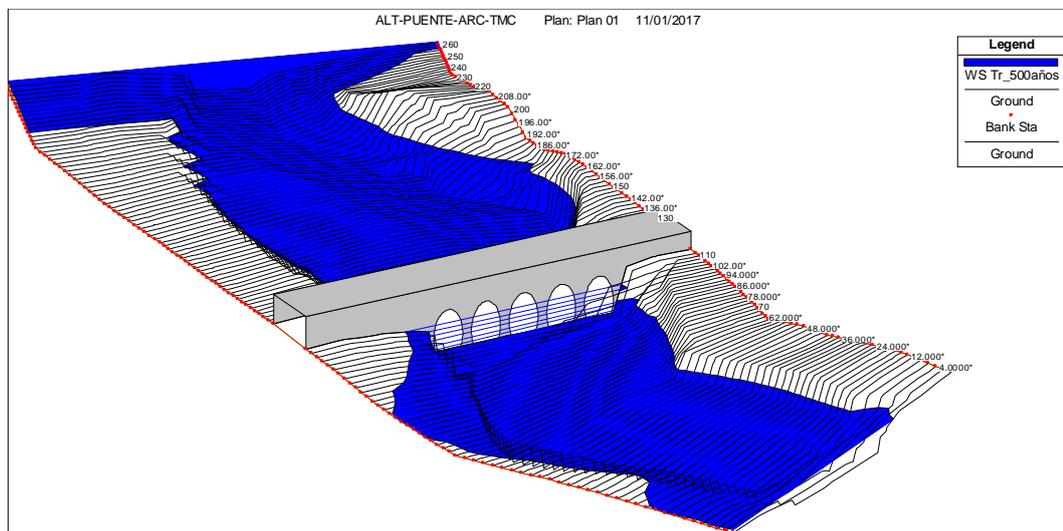
✓ **ISOMÉTRICO 3D COMPORTAMIENTO DE FLUJO**

Figura N° 98 Isométrico de comportamiento flujo simulado en cauce con puente de puente de batería de alcantarillas metálicas, periodo de retorno 140 años



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

Figura N° 99 Isométrico de comportamiento flujo simulado en cauce con puente de puente de batería de alcantarillas metálicas, periodo de retorno 500 años



Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

✓ **VARIABLES HIDRÁULICAS DEL CAUCE**

En el cuadro siguiente se observa que el comportamiento del flujo en el cauce es de régimen subcrítico, puesto que el número de Froude varía de entre 0.21 a 0.78, menor a 1; y las velocidades varían de entre 0.8 a 2.22 m/s.

Tabla N° 89 Resultado de variables hidráulicas por secciones del cauce en modelo con puente de baterías de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno 140 años.

River Sta	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
260	64.55	3880.020	3881.780	3881.330	3881.850	0.007	1.180	54.650	97.630	0.500
250	64.55	3880.030	3881.680		3881.770	0.009	1.350	47.960	85.350	0.570
240	64.55	3880.030	3881.370		3881.620	0.015	2.220	29.100	35.000	0.780
230	64.55	3879.960	3881.210		3881.450	0.015	2.150	30.040	37.860	0.770
220	64.55	3879.830	3881.060		3881.270	0.015	2.010	32.090	44.420	0.760
210	64.55	3879.640	3880.960		3881.100	0.010	1.660	38.780	50.330	0.610
200	64.55	3879.410	3880.880		3880.990	0.008	1.510	42.720	57.240	0.560
190	64.55	3879.190	3880.810		3880.900	0.007	1.370	47.270	65.810	0.510
180	64.55	3879.090	3880.790		3880.840	0.003	1.030	62.460	73.960	0.360
170	64.55	3878.830	3880.750		3880.810	0.003	1.050	61.770	74.800	0.370
160	64.55	3878.570	3880.720		3880.770	0.003	1.000	64.410	74.040	0.340
150	64.55	3878.560	3880.670		3880.740	0.004	1.130	57.210	67.920	0.390
140	64.55	3878.650	3880.510		3880.660	0.013	1.710	37.790	58.910	0.680
130	64.55	3878.960	3880.550	3879.530	3880.580	0.001	0.800	81.140	56.040	0.210
110	64.55	3878.910	3880.490		3880.520	0.001	0.840	76.710	53.320	0.220
100	64.55	3878.780	3880.390		3880.450	0.003	1.090	59.050	56.560	0.340
90	64.55	3878.650	3880.360		3880.420	0.003	1.080	59.780	64.230	0.360
80	64.55	3878.550	3880.330		3880.390	0.003	1.080	59.810	69.360	0.370
70	64.55	3878.480	3880.280		3880.350	0.004	1.130	57.310	68.740	0.390
60	64.55	3878.520	3880.220		3880.300	0.005	1.260	51.230	63.890	0.450
50	64.55	3878.500	3880.160		3880.250	0.005	1.300	49.480	60.460	0.460
40	64.55	3878.550	3880.100		3880.190	0.006	1.330	48.570	62.080	0.480
30	64.55	3878.400	3880.030		3880.130	0.006	1.370	47.000	57.290	0.480
20	64.55	3878.460	3879.980		3880.070	0.006	1.310	49.440	62.430	0.470
10	64.55	3878.540	3879.940		3880.010	0.005	1.170	55.060	71.200	0.430
0	64.55	3878.430	3879.790	3879.210	3879.860	0.004	1.110	58.110	72.260	0.400

Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

✓ **COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN DEL PUENTE**

Tabla N° 90 Resultados del comportamiento de flujo, para la sección del puente de batería de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno 140 años.

Plan: Plan 01 Rio_Cangalli PUENTE RS: 120 Culv Group: Culvert #1 Profile: Tr_140años			
Q Culv Group (m³/s)	64.55	Culv Full Len (m)	
# Barrels	5	Culv Vel US (m/s)	1.16
Q Barrel (m³/s)	12.91	Culv Vel DS (m/s)	1.13
E.G. US. (m)	3880.58	Culv Inv El Up (m)	3878.96
W.S. US. (m)	3880.54	Culv Inv El Dn (m)	3878.91
E.G. DS (m)	3880.52	Culv Frctn Ls (m)	0
W.S. DS (m)	3880.49	Culv Exit Loss (m)	0.01
Delta EG (m)	0.05	Culv Entr Loss (m)	0.03
Delta WS (m)	0.06	Q Weir (m³/s)	
E.G. IC (m)	3880.08	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	3880.58	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	3880.47	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	3880.47	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.64	Weir Flow Area (m²)	
Culv Crt Depth (m)	0.7	Min El Weir Flow (m)	3883

Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

✓ **RESUMEN DISEÑO HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN DEL PUENTE DE BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS.**

Tabla N° 91 Resumen datos diseño para sección hidráulica para puente de batería de alcantarillas metálicas en periodo de retorno $Tr = 140$ años

DESCRIPCIÓN	VALOR	OBSERVACIÓN
Cota nivel aguas máximas	3880.54 m.s.n.m.	-
Cota Base (Aguas arriba)	3878.96 m.s.n.m.	-
Cota Base (Aguas abajo)	3878.91 m.s.n.m.	-
Tirante (Entrada)	1.58 m.	
Tirante (Salida)	1.58 m.	-
Borde libre	1.09 m.	41% de la flecha. (Cumple, mín. 25%)
Altura relleno	1.60 m	-
Caudal de diseño	64.55 m³/s	Para periodo retorno 140 años
Velocidad de diseño	1.16 –1.13 m/s	Para periodo retorno 140 años

Fuente: Elaboración propia

4.3. CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

4.3.1. SOCAVACIÓN EN PUENTE DE CONCRETO

A. COMPORTAMIENTO DE FLUJO EN SECCIÓN

En el ítem 4.2.1, de la sección 4.2 SIMULACIÓN DEL FLUJO EN LAS SECCIONES DE LOS PUENTES SELECCIONADOS (pag. 203 al 233), se ha definido los parámetros para simular el comportamiento de flujo para la sección puente de concreto. Para un periodo de retorno de 500 años y caudal de diseño de 78.10m³/s se resume lo siguiente:

Tabla N° 92 Resultados del comportamiento de flujo, para la sección del puente de batería de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno 500 años.

Plan: Plan 01 Rio_Cangalli PUENTE RS: 120 Profile: Tr_500años				
E.G. US. (m)	3880.66	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	3880.58	E.G. Elev (m)	3880.65	3880.63
Q Total (m ³ /s)	78.1	W.S. Elev (m)	3880.57	3880.55
Q Bridge (m ³ /s)	78.1	Crit W.S. (m)	3879.99	3879.88
Q Weir (m ³ /s)		Max Chl Dpth (m)	1.5	1.57
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.31	1.29
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m ²)	59.74	60.42
Weir Submerg		Froude # Chl	0.34	0.33
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m ³)	48.17	51.66
Min El Weir Flow (m)	3884.4	Hydr Depth (m)	1.23	1.28
Min El Prs (m)	3882.47	W.P. Total (m)	52.05	50.91
Delta EG (m)	0.03	Conv. Total (m ³ /s)	1336.3	1382.5
Delta WS (m)	0.04	Top Width (m)	48.5	47.39
BR Open Area (m ²)	152.03	Frctn Loss (m)	0.02	0.01
BR Open Vel (m/s)	1.31	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m ²)	38.44	37.15
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	50.26	48.02

Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

B. SOCAVACIÓN GENERAL

Tabla N° 93 Datos de entrada para cálculo de socavación general por contracción

DESCRIPCIÓN	VALOR	OBSERVACIÓN												
SOCAVACIÓN GENERAL POR CONTRACCIÓN														
Caudal de diseño	72.10 m ³ /s	Para periodo retorno 500 años												
T _r	500 años	Periodo de retorno.												
D ₅₀	9.53 mm	Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (de estudio de suelos).												
K ₁	0.59	<p>Exponente función del modo de transporte de sedimentos de la velocidad cortante aguas arriba y de la velocidad caída del material de lecho.</p> <p>VALORES K₁ (HEC RAS)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>V* /ω</th> <th>k1</th> <th>Mode of Bed Material Transport</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>< 0.50</td> <td>0.59</td> <td>Mostly contact bed material discharge</td> </tr> <tr> <td>0.50 to 2.0</td> <td>0.64</td> <td>Some suspended bed material discharge</td> </tr> <tr> <td>> 2.0</td> <td>0.69</td> <td>Mostly suspended bed material discharge</td> </tr> </tbody> </table> <p>V* = (g y1 S1)^{1/2}, shear velocity in the main channel or floodplain at the approach section, ft/s (m/s).</p> <p>ω = Fall velocity of bed material based on D50, ft/s (m/s).</p>	V* /ω	k1	Mode of Bed Material Transport	< 0.50	0.59	Mostly contact bed material discharge	0.50 to 2.0	0.64	Some suspended bed material discharge	> 2.0	0.69	Mostly suspended bed material discharge
V* /ω	k1	Mode of Bed Material Transport												
< 0.50	0.59	Mostly contact bed material discharge												
0.50 to 2.0	0.64	Some suspended bed material discharge												
> 2.0	0.69	Mostly suspended bed material discharge												
<p>ECUACIÓN PARA AGUAS CLARAS (Laursen, 1963)</p>	$y_2 = \left[\frac{Q_2^2}{C D_m^{2/3} W_2^2} \right]^{3/7}$ $y_s = y_2 - y_0$ <p>Where D_m =</p> <p>D₅₀ =</p> <p>C =</p>	<p>Diameter of the smallest non-transportable particle in the bed material (1.25 D50) in the contracted section, feet (m).</p> <p>Median diameter of the bed material, feet (m).</p> <p>130 for English units (40 for metric).</p>												

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 100 Ingreso de datos entrada para cálculo de socavación por contracción para puente de concreto

Contraction Pier Abutment			
	LOB	Channel	ROB
Y1:		0.95	
V1:		1.23	
Y0:		1.11	
Q2:		64.55	
W2:		48.30	
D50:		9.53	
Equation:	Defau	Defau	Defau
Live Bed Specific Data			
Q1:		64.55	
W1:		54.93	
K1:	K1 ...	0.590	
Approach XS River Sta.:			130

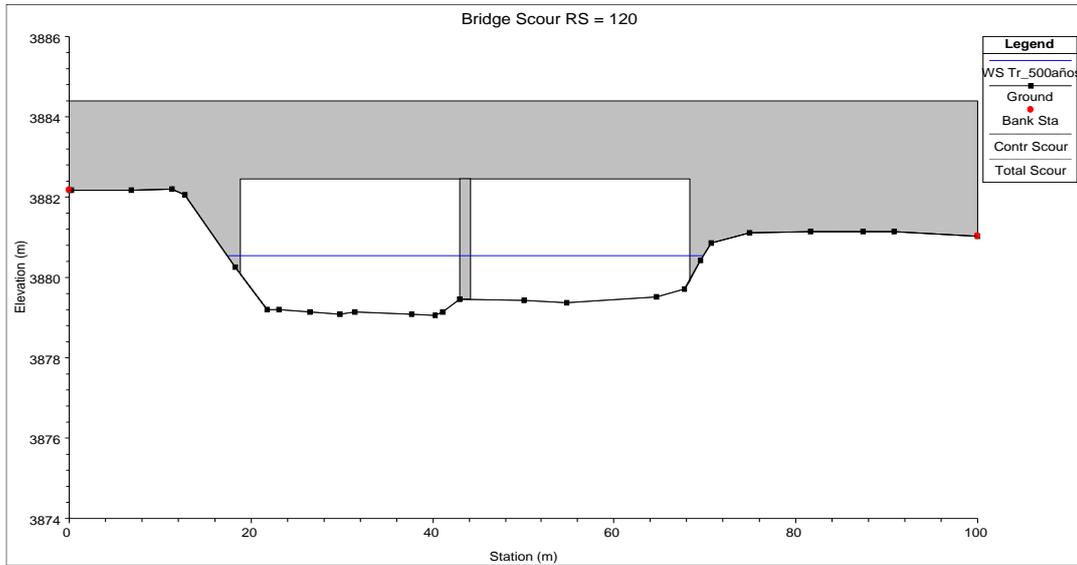
Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 94 Cálculo de socavación por contracción

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):		0.95	
Approach Velocity (m/s):		1.23	
Br Average Depth (m):		1.11	
BR Opening Flow (m ³ /s):		64.55	
BR Top WD (m):		48.30	
Grain Size D ₅₀ (mm):		9.53	
Approach Flow (m ³ /s):		64.55	
Approach Top WD (m):		54.93	
K ₁ Coefficient:		0.590	
Results			
Scour Depth Y _s (m):		0.00	
Critical Velocity (m/s):		1.30	
Equation:		Clear	

Fuente: Elaboración propia (Reporte Software HEC RAS)

Figura N° 101 Ilustración grafica socavación por contracción en puente de concreto



Fuente: Elaboración propia (Reporte Software HEC RAS)

C. SOCAVACIÓN LOCAL

Tabla N° 95 Datos de entrada para cálculo de socavación local en pilar del puente de concreto

Descripción	Valor	Observación
SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAR		
Ecuación CSU (Universidad Estatal de Colorado)	$y_s = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 a^{0.65} y_1^{0.35} Fr_1^{0.43}$	Where: y_s = Depth of scour in feet (m) K_1 = Correction factor for pier nose shape K_2 = Correction factor for angle of attack of flow K_3 = Correction factor for bed condition K_4 = Correction factor for armoring of bed material a = Pier width in feet (m) y_1 = Flow depth directly upstream of the pier in feet (m). This is taken from the flow distribution output for the cross section just upstream from the bridge. Fr_1 = Froude Number directly upstream of the pier. This is taken from the flow distribution output for the cross section just upstream from the bridge.
Ecuación Froehlich (1991).	$y_s = 0.32 \phi(a')^{0.62} y_1^{0.47} Fr_1^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$	

		<p>where: ϕ = Correction factor for pier nose shape: $\phi = 1.3$ for square nose piers; $\phi = 1.0$ for rounded nose piers; and $\phi = 0.7$ for sharp nose (triangular) piers.</p> <p>a' = Projected pier width with respect to the direction of the flow, feet (m)</p>												
$Q_{\text{diseño}}$	78.10 m ³ /s	Caudal de diseño, para periodo retorno 140 años												
T_r	500 años	Periodo de retorno.												
D_{95}	50.80 mm	Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 95% es menor (de estudio de suelos).												
D_{50}	9.53 mm	Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (de estudio de suelos).												
a	1.20 m	Ancho de la pilar.												
a'	1.20 m	Ancho de la pilar proyectado a la dirección del flujo.												
L	3.60 m	Longitud de pilar equivalente												
Tipo de nariz	Circular	Grupo de cilindros.												
Θ	90°	Ángulo de ataque del flujo												
K_1	1.0	<p>Factor de corrección de forma, grupo de cilindros.</p> <p style="text-align: center;">VALORES PARA K_1</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Shape of Pier Nose</th> <th>K_1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(a) Square nose</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>(b) Round nose</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>(c) Circular cylinder</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>(d) Group of cylinders</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>(e) Sharp nose (triangular)</td> <td>0.9</td> </tr> </tbody> </table>	Shape of Pier Nose	K_1	(a) Square nose	1.1	(b) Round nose	1.0	(c) Circular cylinder	1.0	(d) Group of cylinders	1.0	(e) Sharp nose (triangular)	0.9
Shape of Pier Nose	K_1													
(a) Square nose	1.1													
(b) Round nose	1.0													
(c) Circular cylinder	1.0													
(d) Group of cylinders	1.0													
(e) Sharp nose (triangular)	0.9													
K_2	2.04	Factor de corrección de ángulo de ataque, si l/a es mayor que 12, se usan los valores correspondientes a $l/a = 12$ como máximos.												

		<p>Ecuación para determinar K_2:</p> $K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$																		
K_3	1.1	<p>Factor de corrección por la forma del lecho, caso puente con lecho plano en crecidas.</p> <p>VALORES PARA K_3:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Condición del lecho</th> <th>Altura de la duna H[pies]</th> <th>K_c</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Socavación en agua clara</td> <td>N/A</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>Lecho plano y antidunas</td> <td>N/A</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>Dunas pequeñas</td> <td>$2 < H < 10$</td> <td>1.1</td> </tr> <tr> <td>Dunas mediana</td> <td>$10 < H < 30$</td> <td>1.1 a 1.2</td> </tr> <tr> <td>Dunas grandes</td> <td>$H > 30$</td> <td>1.3</td> </tr> </tbody> </table>	Condición del lecho	Altura de la duna H [pies]	K_c	Socavación en agua clara	N/A	1.1	Lecho plano y antidunas	N/A	1.1	Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1	Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2	Dunas grandes	$H > 30$	1.3
Condición del lecho	Altura de la duna H [pies]	K_c																		
Socavación en agua clara	N/A	1.1																		
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1																		
Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1																		
Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2																		
Dunas grandes	$H > 30$	1.3																		
K_4	0.40	<p>Factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho.</p> $K_4 = 0.4(V_R)^{0.15}$ <p>VALOR PARA K_4:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Factor</th> <th>Minimum Bed Material Size</th> <th>Minimum K_4 Value</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>K_4</td> <td>$D_{50} \geq 0.006 \text{ ft (0.002 m)}$ $D_{95} \geq 0.06 \text{ ft (0.02 m)}$</td> <td>0.4</td> </tr> </tbody> </table>	Factor	Minimum Bed Material Size	Minimum K_4 Value	K_4	$D_{50} \geq 0.006 \text{ ft (0.002 m)}$ $D_{95} \geq 0.06 \text{ ft (0.02 m)}$	0.4												
Factor	Minimum Bed Material Size	Minimum K_4 Value																		
K_4	$D_{50} \geq 0.006 \text{ ft (0.002 m)}$ $D_{95} \geq 0.06 \text{ ft (0.02 m)}$	0.4																		
Φ	1.00	Corrección para nariz redonda.																		

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 96 Datos de entrada para cálculo de socavación local en estribos

Descripción	Valor	Observación
SOCAVACIÓN ALREDEDOR DE ESTRIBOS		
Ecuación HIRE	$y_s = 4 y_1 \left(\frac{K_1}{0.55} \right) K_2 Fr_1^{0.33}$ <p>where: y_s = Scour depth in feet (m)</p> <p>y_1 = Depth of flow at the toe of the abutment on the overbank or in the main channel, ft (m), taken at the cross section just upstream of the bridge.</p>	(10-13)
Ecuación Froehlich.	$y_s = 2.27 K_1 K_2 (L')^{0.43} y_a^{0.57} Fr^{0.61} + y_a$ <p>where: y_s = Scour depth in feet (m)</p>	

		<p>L' = Length of abutment (embankment) projected normal to flow, ft (m)</p> <p>y_a = Average depth of flow on the floodplain at the approach section, ft (m)</p> <p>Fr = Froude number of the floodplain flow at the approach section, $Fr = V_e / (gy_a)^{1/2}$</p> <p>V_e = Average velocity of the approach flow $V_e = Q_e / A_e$ ft/s</p> <p>Q_e = Flow obstructed by the abutment and embankment at the approach section, cfs (m³/s)</p> <p>A_e = Flow area of the approach section obstructed by the abutment and embankment, ft² (m²)</p>								
$Q_{diseño}$	78.10 m ³ /s	Caudal de diseño, para periodo retorno 140 años								
Tr	500 años	Periodo de retorno.								
Θ	90°	Ángulo de ataque del flujo								
K_1	0.82	<p>Caso pared vertical y aletas, factor de corrección de forma.</p> <p>VALORES PARA K_1</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Description</th> <th>K_1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Vertical-wall Abutment</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>Vertical-wall Abutment with wing walls</td> <td>0.82</td> </tr> <tr> <td>Spill-through Abutment</td> <td>0.55</td> </tr> </tbody> </table>	Description	K_1	Vertical-wall Abutment	1.00	Vertical-wall Abutment with wing walls	0.82	Spill-through Abutment	0.55
Description	K_1									
Vertical-wall Abutment	1.00									
Vertical-wall Abutment with wing walls	0.82									
Spill-through Abutment	0.55									
K_2	9.53 mm	<p>Para $\theta=90^\circ$, factor de corrección de ángulo de ataque.</p> <p>VALORES PARA K_2</p>								

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 102 Ingreso de datos entrada para cálculo de socavación local en pilar para puente de concreto

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 103 Ingreso de datos entrada para cálculo de socavación local en estribos para puente de concreto

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 97 Cálculo de socavación local en pilar y estribos, ecuación Froehlich para estribos y pilar.

Hydraulic Design Data		
Pier Scour		
All piers have the same scour depth		
Input Data		
Pier Shape: Group of Cylinders		
Pier Width (m):	1.20	
Grain Size D50 (mm):	9.53000	
Depth Upstream (m):	1.19	
Velocity Upstream (m/s):	1.25	
Projected Width (m):	1.20	
Pier shape Coeff:	1.00	
Results		
Scour Depth Ys (m):	1.67	
Froude #:	0.37	
Equation:	Froehlich's equation	
Abutment Scour		
	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	18.80	68.30
Toe Sta at appr (m):	18.80	68.30
Abutment Length (m):	10.47	17.65
Depth at Toe (m):	0.49	0.65
K1 Shape Coef:	0.82 - Vert. with wing walls	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	10.47	17.65
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.06	1.06
Flow Obstructed Qe (m3/s):	14.68	24.76
Area Obstructed Ae (m2):	11.15	18.79
Results		
Scour Depth Ys (m):	4.12	4.89

Qe/Ae = Ve:	1.32	1.32
Froude #:	0.41	0.41
Equation:	FroehlichFroehlich	

Fuente: Elaboración propia (Reporte Software HEC RAS)

Tabla N° 98 Cálculo de socavación local en pilar y estribos, ecuación CSU para pilar y HIRE para estribos.

Hydraulic Design Data		
Pier Scour		
All piers have the same scour depth		
Input Data		
Pier Shape: Group of Cylinders		
Pier Width (m):	1.20	
Grain Size D50 (mm):	9.53000	
Depth Upstream (m):	1.19	
Velocity Upstream (m/s):	1.25	
K1 Nose Shape:	1.00	
Pier Angle:	90.00	
Pier Length (m):	3.60	
K2 Angle Coef:	2.04	
K3 Bed Cond Coef:	1.10	
Grain Size D90 (mm):	50.80000	
K4 Armouring Coef:	0.59	
Set K1 value to 1.0 because angle > 5 degrees		
Results		
Scour Depth Ys (m):	2.05	
Froude #:	0.37	
Equation:	CSU equation	
Abutment Scour		
	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	18.80	68.30
Toe Sta at aprr (m):	18.80	68.30

Abutment Length (m):	10.47	17.65
Depth at Toe (m):	0.49	0.65
K1 Shape Coef:	0.82 - Vert. with wing walls	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	10.47	17.65
Avg Depth Obstructed Ya (m):	1.06	1.06
Flow Obstructed Qe (m3/s):	14.68	24.76
Area Obstructed Ae (m2):	11.15	18.79
Results		
Scour Depth Ys (m):	2.43	3.07
Froude #:	0.57	0.49
Equation:	HIRE	HIRE

Fuente: Elaboración propia (Reporte Software HEC RAS)

D. RESUMEN

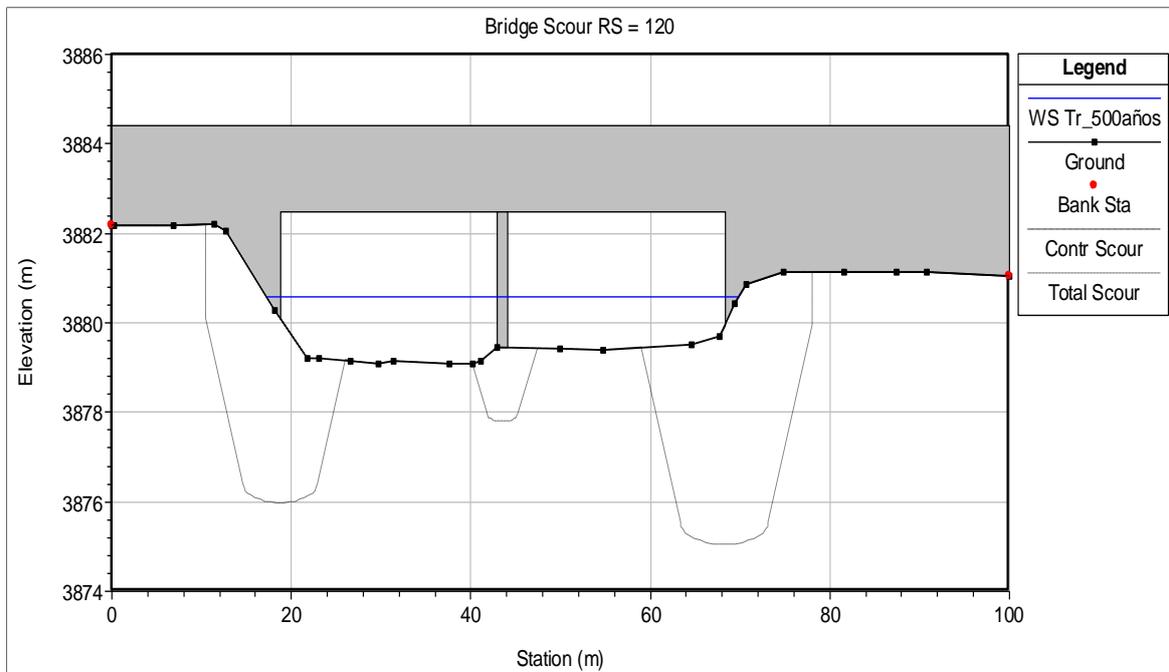
Tabla N° 99 Profundidades de socavación alrededor de estribos y pilar central

DESCRIPCIÓN	ESTRIBO IZQUIERDO	PILAR CENTRAL	ESTRIBO DERECHO	ECUACIÓN
Socavación General (Ys)	0.00 m	0.00 m	0.00 m	Ecuación Laursen-1963, $V_c=1.32\text{m/s}$
Socavación local Pilar (Ys)	-	1.67	-	Ecuación Froehlich, Nro. Froude 0.37
Socavación local Pilar (Ys)	-	2.05	-	Ecuación CSU, Nro. Froude 0.37
Socavación local Estribos (Ys)	4.12	-	4.89	Ecuación Froehlich, Nro. Froude (Izq.) 0.41 y (Der.) 0.41.

Socavación local Estribos (Ys)	2.43	-	3.07	Ecuación HIRE, Froude (Izq.) y 0.49 (Der.)
Socavación local Pilar, adaptado (Ys)	-	2.05	-	Crítico (Ecuación Froehlich.)
Socavación local Estribos, adaptado (Ys)	4.12	-	4.89	Crítico (Ecuación Froehlich.)
Socavación TOTAL	4.12	2.05	4.89	Socavación por contracción + Socavación Local de Estribos y Pilares.
Cota crítica de socavación	3875.97 msnm	3877.78 msnm	3875.04 msnm	-

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 104 Esquema de socavación crítica adaptada para estudios de suelos y diseño de cimentaciones para puente de concreto



Fuente: Elaboración propia (Reporte Software HEC RAS)

4.3.2. SOCAVACIÓN EN PUENTE CON BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS

A. COMPORTAMIENTO DE FLUJO EN SECCIÓN

En el ítem 4.2.2 de la sección 4.2 SIMULACIÓN DEL FLUJO EN LAS SECCIONES DE LOS PUENTES SELECCIONADOS (pag. 233 al 246), se ha definido los parámetros para simular el comportamiento de flujo para la sección puente de batería de alcantarillas metálicas. Para un periodo de retorno de 500 años y caudal de diseño de 78.10m³/s, de donde se resume lo siguiente:

Tabla N° 100 Resultados del comportamiento de flujo, para la sección del puente de batería de alcantarillas metálicas, para periodo de retorno 500 años.

Plan: Plan 01 Rio_Cangalli PUENTE RS: 120 Culv Group: Culvert #1 Profile: Tr_500años			
Q Culv Group (m ³ /s)	78.1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	5	Culv Vel US (m/s)	1.33
Q Barrel (m ³ /s)	15.62	Culv Vel DS (m/s)	1.3
E.G. US. (m)	3880.73	Culv Inv El Up (m)	3878.96
W.S. US. (m)	3880.69	Culv Inv El Dn (m)	3878.91
E.G. DS (m)	3880.66	Culv Frctn Ls (m)	0
W.S. DS (m)	3880.61	Culv Exit Loss (m)	0.02
Delta EG (m)	0.07	Culv Entr Loss (m)	0.04
Delta WS (m)	0.08	Q Weir (m ³ /s)	
E.G. IC (m)	3880.24	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	3880.73	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	3880.6	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	3880.59	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.73	Weir Flow Area (m ²)	
Culv Crt Depth (m)	0.78	Min El Weir Flow (m)	3883

Fuente: Reporte HEC RAS (Propio del modelo)

B. SOCAVACIÓN EN SALIDA PARA PUENTE BATERÍA TMC

1 ECUACIÓN PARA SUELOS GRANULARES (HEC 14)

$$\left[\frac{h_s}{R_c}, \frac{W_s}{R_c}, \frac{L_s}{R_c}, \frac{V_s}{R_c^3} \right] = C_s C_h \left(\frac{\alpha}{\sigma^{1/3}} \right) \left(\frac{Q}{\sqrt{g}(R_c^{2.5})} \right)^\beta \left(\frac{t}{316} \right)^\theta$$

2 DESARROLLO:

- h_s** = 1.97 Profundidad de socavación a la salida, m (ft)
- W_s** = 7.34 Ancho de la socavación, m (ft)
- L_s** = 16.48 Longitud de la socavación, m (ft)
- V_s** = 361.36 Volumen aproximado de socavación, m3 (ft3)
- R_c** = 1.07 Radio hidráulico (funcionando lleno la alcantarilla)
- Q** = 15.62 Caudal de diseño, m3/s (ft3/s)
- g** = 9.81 Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s2 (32.2 ft /s2)
- t** = 231.24 Duración del caudal pico
- D₈₄** = 38.1 mm
- D₁₆** = 0.426 mm
- σ** = 9.46 Desviación estándar del material del lecho = (D₈₄/D₁₆)²

3 COEFICIENTES (HEC 14):

α, β, θ :

	h _s	W _s	L _s	V _s
α	2.27	6.94	17.1	127.1
β	0.39	0.53	0.47	1.24
θ	0.06	0.08	0.1	0.18

C_s = 1 Coeficiente de corrección por pendiente.

Table 5.3. Coefficient C_s for Culvert Slope

Slope %	Depth	Width	Length	Volume
0	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.03	1.28	1.17	1.30
5	1.08	1.28	1.17	1.30
>7	1.12	1.28	1.17	1.30

Ch = 1 Coeficiente de corrección por altura de caída

Table 5.2. Coefficient C_h for Outlets above the Bed

H_d^1	Depth	Width	Length	Volume
0	1.00	1.00	1.00	1.00
1	1.22	1.51	0.73	1.28
2	1.26	1.54	0.73	1.47
4	1.34	1.66	0.73	1.55

¹ H_d is the height above bed in pipe diameters.

$$H_d = \frac{\text{Drop Height}}{\text{Diameter}} :$$

Hd = 0 m

Drop Height = 0 m... altura de caída

Diameter = 7.45 m... diámetro

4 DURACIÓN DEL CAUDAL PICO

Del manual de hidrología, hidráulica y drenaje (MTC, 2011, p.56)

$$t' = \frac{D}{2} + tp$$

$$tp = 0.6 tc$$

Donde:

t = 231.24 minutos (Duración del caudal pico)

D = 60 minutos (Duración de la lluvia)

tp = 201.24 minutos (Duración del caudal pico)

tc = 335.4 minutos (Tiempo de concentración)

C. RESUMEN

Tabla N° 101 Profundidades de socavación a la salida de las alcantarillas

DESCRIPCIÓN	1 ANILLO	BATERÍA 5 ANILLOS	ECUACIÓN
Profundidad de socavación (hs)	1.97 m	1.97 m	

Ancho de Socavación (Ws)	7.34 m	36.7 m	Ecuación HEC-14, para suelos granulares
Longitud de Socavación (Ls)	16.48 m	16.48 m	
Cota de socavación	3876.94 msnm	3876.94 msnm	-

Fuente: Elaboración propia

4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ALTERNATIVAS

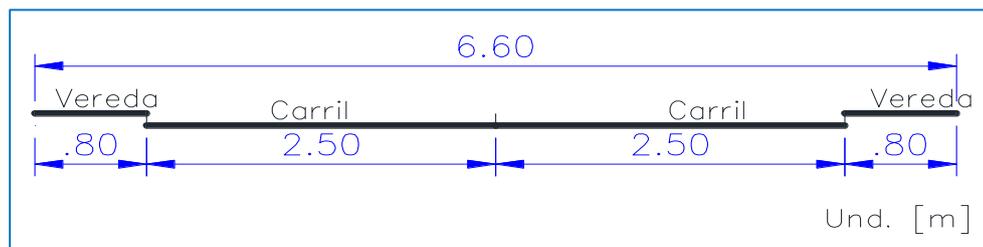
Los predimensionamientos se realizan con las recomendaciones de la norma AASHTO LRFD (2007), y con los resultados de los niveles máximos de aguas extraordinarios y profundidades de socavación calculadas con la simulación con HEC RAS (pág.203 al 261).

4.4.1. PUENTE CONCRETO ARMADO TIPO VIGA TEE

A. CONSIDERACIONES

Para el predimesionamiento de la superestructura de puente de concreto armado tipo viga tee, se toma en consideración las recomendaciones de la norma AASTHO LRFD 2007, y los parámetros de diseño geométrico de los accesos y geometría de la carretera definidas en la sección 3.6 ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS (pág. 192 al 195).

Figura N° 105 Sección típica de diseño geométrico, para puente de concreto armado



Fuente: Elaboración propia

Así mismo, los pesos unitarios de los materiales, para el concreto es de 2320kg/m^3 y para el acero de 7850kg/m^3 , de acuerdo a los valores recomendados por la AASHTO LRFD 2007 (Ver Tabla N° 102).

Tabla N° 102 Densidades de los materiales

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850

Fuente: Tabla 3.5.1-1 – Densidades (Sección 3 (SI) - AASHTO LRFD 2007).

B. SUPERESTRUCTURA

Los elementos de la superestructura a predimensionar son: Tablero, Vigas longitudinales, Vigas diafragma, Aceras.

✓ **TABLERO**

Espesor asumido $t_s=150\text{mm}$ (Recomendación AASHTO LRFD 2007: $100 < t_s < 330$).

✓ **VIGAS LONGITUDINALES**

Número de vigas longitudinales:

Tabla N° 103 Cálculo de número de vigas longitudinales

Recomendación AASHTO LRFD 2007: $1100\text{mm} < S < 4900\text{mm}$				
Ancho tablero =		6600 mm	b_w viga =	400 mm
Ancho volado máx. =		900 mm. (Recomendación AASHTO LRFD 2007)		
Nro. Vigas	Nro. Tramos	Distancia entre ejes de vigas (S)	Distancia entre caras de vigas	Observación
2	1	4400 mm	4000 mm	No cumple
3	2	2200 mm	1800 mm	Cumple
4	3	1467 mm	1067 mm	Cumple
5	4	1100 mm	700 mm	Cumple

Fuente: *Elaboración propia*

Peralte superestructura mínimo = $0.065 \times L = 0.065 \times 25\text{m} = 1.625\text{m}$, de acuerdo a la Tabla N° 16 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante. (pág. 88).

Peralte superestructura asumido = 1.90m

Peralte de viga longitudinal = Peralte superestructura – Espesor del tablero = 1.75m.

✓ **VIGAS DIAFRAGMA**

Ancho viga diafragma = 0.40m (Similar al viga longitudinal)

Peralte viga diafragma = 1.30m

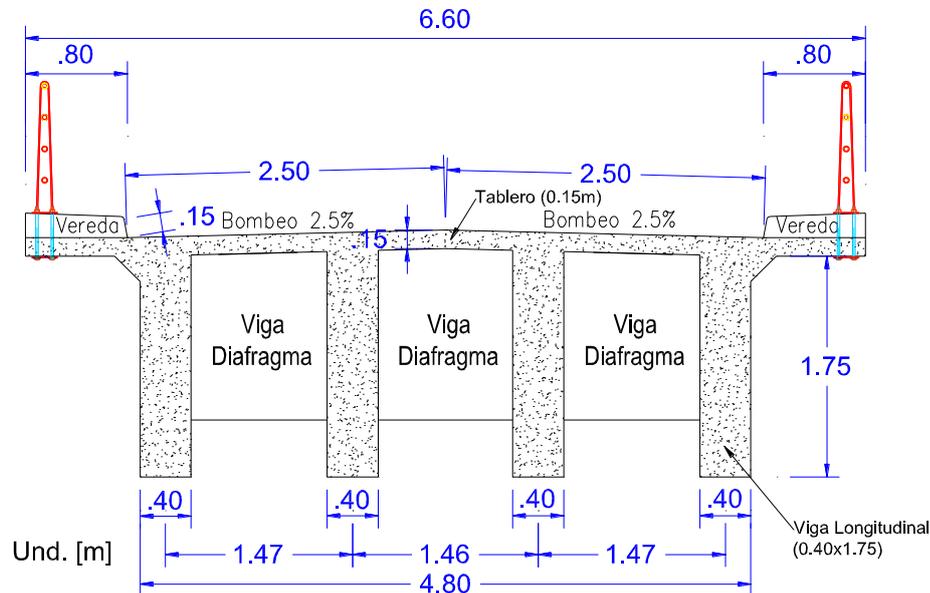
✓ **ACERAS**

Espesor = 0.15m, Mínimo de acuerdo al Art. 13.11.2 Aceras (ASHTO LRFD, 2007, p.13-14).

✓ **SUPERFICIE DE RODADURA:**

Sellado con Gravilla o “Chip Seal”, pavimento básico espesor = 1cm (en dos capas).

Figura N° 106 Sección transversal típica predimensionada, con recomendaciones AASHTO LRFD 2007



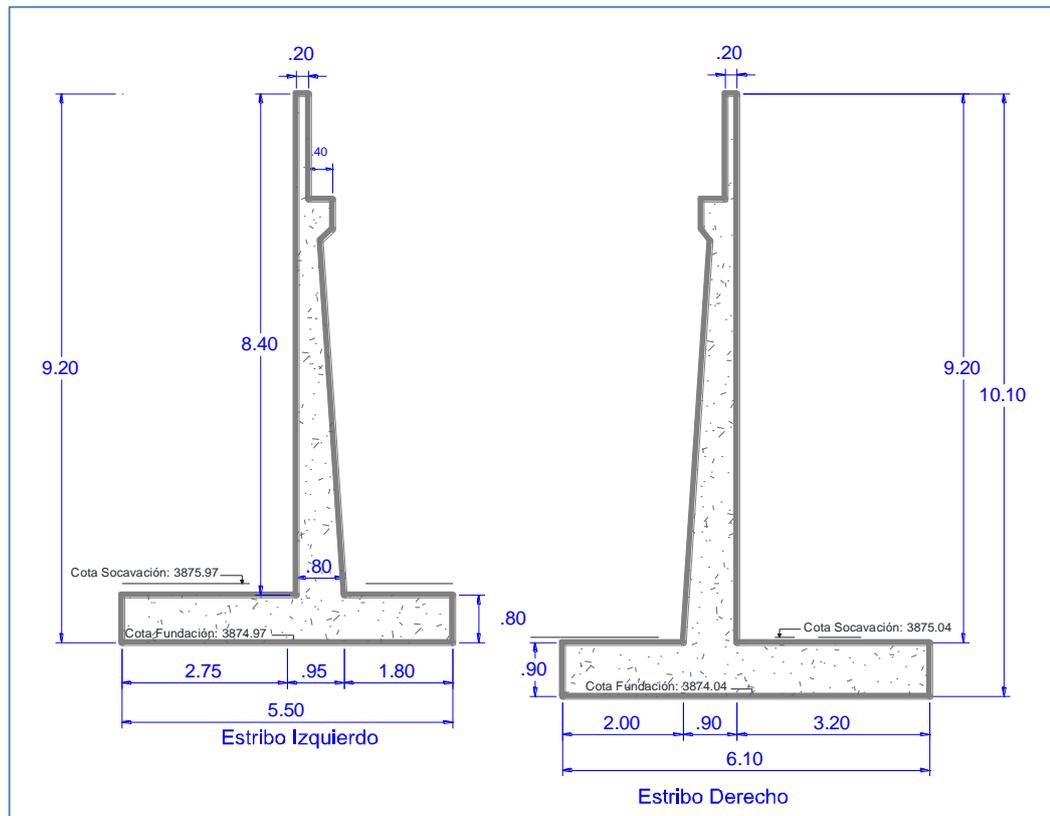
Fuente: *Elaboración propia*

C. SUB ESTRUCTURAS

Se dimensiona de acuerdo a las consideraciones de predimensionado de la sección 2.4.10 (pág. 97) y de las recomendaciones del artículo 10.6.1.2 Profundidad de Zapatas de las Especificaciones AASTHO LRFD 2007 (p. 10-19), se considera como profundidad de desplante a 1m (mayor a valor mínimo de 0.60m) por debajo de la profundidad de socavación calculado y resumida en Tabla N° 99 Profundidades de socavación alrededor de estribos y pilar central (pág. 257).

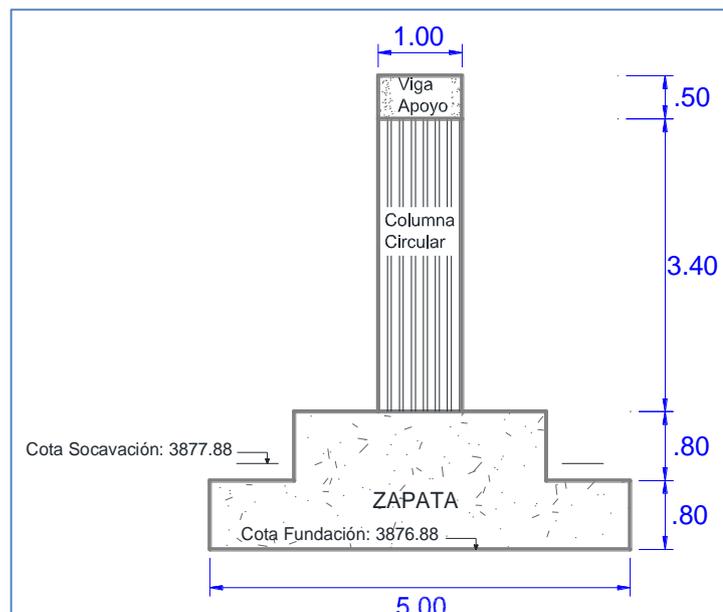
Para el estudio se adapta estribo de tipo valadizo, con las dimensiones siguientes:

Figura N° 107 Predimensionado de estribos, para puente de concreto armado



Fuente: Propia

Figura N° 108 Predimensionado de pilar central, para puente de concreto armado



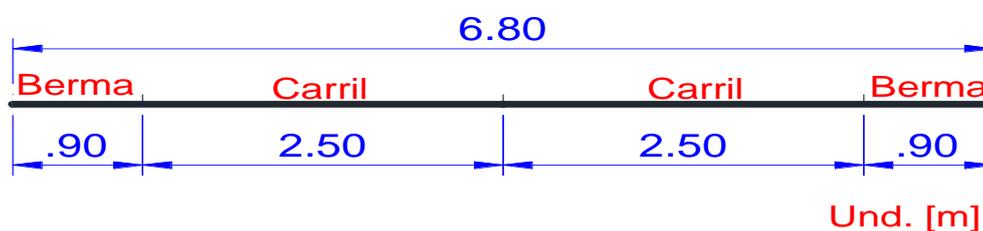
Fuente: Propia

4.4.2. PUENTE DE BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS

A. CONSIDERACIONES

La sección adaptada es el mismo definido, conserva las consideraciones de diseño geométrico adaptado para puentes de concreto armado (pág. 262), adicionándose sobreebanco de compactación en los bordes de la sección del puente.

Figura N° 109 Sección típica requerida de diseño geométrico.



Fuente: Elaboración propia

B. GEOMETRÍA TRANSVERSAL

✓ ALTURA DE RELLENO

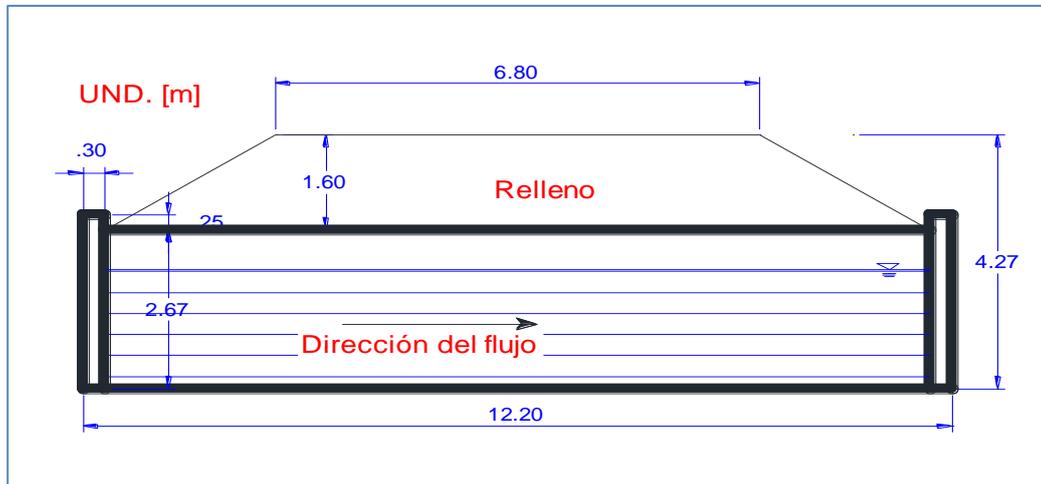
La sección adaptada para puentes con batería de alcantarillas metálicas corrugadas, de acuerdo a la sección 4.1 (pág.203), corresponde a la sección alcantarilla tipo arco de perfil bajo, de luz base 7.45m con flecha de 2.67m, para lo cual de acuerdo a la Tabla N° 70 Dimensiones formas comerciales para alcantarillas metálicas corrugadas tipo arco de perfil bajo (pág. 202), para esta geometría se requiere altura mínima de relleno de 1.50m, con 25% altura libre dentro de la sección hidráulica.

✓ NÚMERO DE TUBERÍAS METÁLICAS CORRUGADAS

Son 05 unidades de tuberías metálicas corrugadas requeridos para salvar la luz del puente (pág. 149), el mismo satisface para el caudal de diseño

de para periodo de retorno de 140 años, como se ha demostrado en la simulación hidráulica con HEC RAS, de la sección 4.2.2 (pág. 233 al 246).

Figura N° 110 Sección transversal típica predimensionada, con simulación hidráulica.

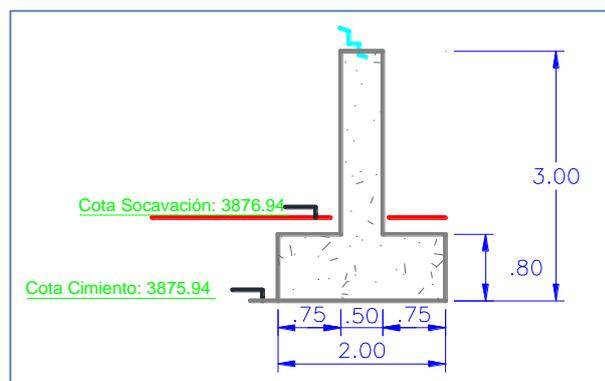


Fuente: Elaboración propia

✓ **CIMENTOS**

La sección de alcantarilla metálica corrugada seleccionada, arco de perfil bajo, requiere de apoyos (zapatas), la profundidad de cimentación esta ubicada a 1m por debajo de la socavación calculada en el ítem 4.3.2 SOCAVACIÓN EN PUENTE CON BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS (pág.259 al 261), como se muestra a continuación:

Figura N° 111 Detalle de apoyo (zapata), en puente de batería de alcantarillas metálicas corrugadas.



Fuente: Elaboración propia

4.5. ANÁLISIS ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS

Para el análisis económico se toma en consideración el costo que se requiere para construir las alternativas seleccionadas, en lo que corresponde a materiales, equipos y mano de obra, como también el tiempo de ejecución.

4.5.1. COSTO DE INVERSIÓN

Los costos directos requeridos, se calcula en base a los metrados del predimensionado de las alternativas seleccionadas y simuladas con flujo alrededor de la sección (pág. 203 al 261).

Los metrados se adjuntan en el Anexo 3, el mismo considera las dimensiones propias del puente como el movimiento de tierras requeridos de los accesos.

Se ha elaborado costos unitarios para cada alternativa, los mismos se adjunta en el Anexo 6 del presente, considerando los precios de materiales y equipos con respecto a cotización de la zona (Sin IGV) y mano de obra de acuerdo a costos hora hombre calculada en el ANEXO 5 del presente.

Tabla N° 104 Costo directo para puente de concreto tipo viga TEE

Item	Descripción	Und	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	PUENTE DE CONCRETO ARMADO				
01.01	OBRAS PRELIMINARES				70,458.15
01.01.01	Movilización y desmovilización	glb	1.00	10,593.22	10,593.22
01.01.02	Campamento y almacenes	m ²	72.50	300.00	21,750.00
01.01.03	Trazo y replanteo	mes	3.47	9,430.05	32,722.27
01.01.04	Mantenimiento de tránsito y Seguridad vial	mes	3.47	1,554.08	5,392.66
01.02	PUENTE DE CONCRETO ARMADO				1,058,235.60
01.02.01	Excavación no clasificada para estructuras en material suelto bajo agua	m ³	1,009.65	4.91	4,957.38

01.02.02	Rellenos para estructuras con equipos menores	m ³	834.32	41.03	34,232.15
01.02.03	Eliminación de material excedente	m ³	187.53	2.46	461.32
01.02.04	Rellenos con material de préstamo	m ³	8,764.60	19.41	163,128.43
01.02.05	Concreto clase h (f'c=100 kg/cm ²) en cimentación	m ³	24.20	226.64	5,484.69
01.02.06	Concreto clase d (f'c=210 kg/cm ²) en cimentación	m ³	407.05	276.07	112,374.29
01.02.07	Concreto clase b (f'c=350 kg/cm ²)	m ³	246.48	328.36	78,202.22
01.02.08	Encofrado y desencofrado en seco. caravista losa	m ²	635.29	88.21	55,514.96
01.02.09	Encofrado y desencofrado en seco elevación	m ²	185.60	47.98	8,905.09
01.02.10	Encofrado y desencofrado bajo agua	m ²	208.15	63.89	13,298.70
01.02.11	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm ²	kg	69,457.56	5.51	418,502.46
01.02.12	Barandas	m	100.00	636.60	63,660.00
01.02.13	Apoyos de neopreno	und	8.00	847.46	6,779.68
01.02.14	Juntas de dilatación	m	26.40	48.41	1,278.02
01.02.15	Falso puente	m	50.00	1,681.08	84,054.00
01.02.16	Tubos de drenaje	und	36.00	29.51	1,062.36
01.02.17	Pintura en elementos de concreto	m ²	45.00	11.33	509.85
01.02.18	Acabado de veredas	m ²	100.00	16.75	1,675.00
01.02.19	Bombeo	hm	300.00	13.85	4,155.00
01.03	IMPACTO AMBIENTAL				36,642.98
01.03.01	Reacondicionamiento de area de campamento, almacenes y patio de maquinas	m ²	472.50	1.33	628.43
01.03.02	Acondicionamiento de deposito de material excedente	m ³	1,312.54	4.43	5,814.55
01.03.03	Readecuacion ambiental de canteras	m ²	20,000.00	1.51	30,200.00
COSTO DIRECTO (S/.)					1,165,336.73

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 105 Costo estimado para puente de batería de alcantarillas metálicas corrugadas

Item	Descripción	Und	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	PUENTE DE BATERIA CON TUBERIAS METALICAS CORRUGADAS				
01.01	OBRAS PRELIMINARES				54,311.48
01.01.01	Movilizacion y desmovilizacion	glb	1.00	10,593.22	10,593.22
01.01.02	Campamento y almacenes	m ²	72.50	300.00	21,750.00
01.01.03	Trazo y replanteo	mes	2.00	9,430.05	18,860.10
01.01.04	Mantenimiento de transito y seguridad vial	mes	2.00	1,554.08	3,108.16
01.02	PUENTE BATERÍA TMC				758,915.51
01.02.01	Excavación no clasificada para estructuras en material suelto bajo agua	m ³	1,572.41	4.91	7,720.53
01.02.02	Rellenos para estructuras con equipos menores	m ³	988.94	41.03	40,576.21
01.02.03	Rellenos con material de préstamo	m ³	5,511.20	19.41	97,063.20
01.02.04	Pavimento básico (sello asfaltico)	m ²	340.00	11.58	3,937.20
01.02.05	Encofrado y desencofrado bajo agua	m ²	589.68	63.89	37,674.66
01.02.06	Encofrado y desencofrado en seco. caravista losa	m ²	219.60	88.21	19,370.92
01.02.07	Concreto clase h (f'c=100 kg/cm ²) en cimentación	m ³	45.32	226.64	10,271.32
01.02.08	Concreto clase d (f'c=210 kg/cm ²) en cimentación	m ³	598.79	276.07	165,307.96
01.02.09	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm ²	kg	34,196.15	5.51	188,420.79
01.02.10	Tubería metálica corrugada (arco perfil bajo)	m	61.00	2,630.92	160,486.12
01.02.11	Enrocado en cauce	m ³	360.00	11.93	4,294.80
01.02.12	Guardavia de fierro galvanizado	m	120.00	163.64	19,636.80
01.02.13	Bombeo	hm	300.00	13.85	4,155.00
01.03	IMPACTO AMBIENTAL				39,883.97
01.03.01	Reacondicionamiento de area de campamento, almacenes y patio de maquinas	m ²	472.50	1.33	628.43
01.03.02	Acondicionamiento de deposito de material excedente	m ³	2,044.14	4.43	9,055.54
01.03.03	Readecuacion ambiental de canteras	m ²	20,000.00	1.51	30,200.00
COSTO DIRECTO (S/.)					853,110.96

Fuente: Elaboración propia

4.5.2. TIEMPO DE EJECUCIÓN

De acuerdo a la programación Gantt realizada y adjunta en el Anexo 4, se requiere:

- ✓ Para puente de concreto armado: 104 días calendarios.
- ✓ Para puente de batería de alcantarillas metálicas: 60 días calendario.

4.5.3. GASTOS GENERALES

Se ha calculado gastos generales para 1 mes (30 días calendario), cuyo costo asciende a la suma de S/. 41,516.00 nuevos soles, siendo el mismo para las dos alternativas seleccionadas de tipo de puentes.

Los cálculos de los gastos generales se adjunta en el Anexo 5 del presente, en el calculo se ha considerado los gastos requerido para pagos de profesionales, personal técnico y auxiliar, gastos de movilidad, gastos de equipamiento de campamento y gastos requerido para controles de calidad.

4.6. SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA

Las alternativas seleccionadas cumplen con las funciones básicas de desempeño hidráulico, a consideración propia, el mejor tipo de puente es aquel que satisface los aspectos económicos y estructurales.

Los aspectos económicos, cabe resaltar, deben considerar el ciclo de vida completo del puente y no solamente su costo inicial, pues comparar dos tipos de puentes contemplando solo sus costos de construcción obviaría tanto aspectos tangibles (costos de inspección, de mantenimiento, de reparación, de rehabilitación, etc.).

Para la selección de alternativas, se adapta la siguiente valoración: Favorable (1), No Favorable (0). Las variables a considerar son: comportamiento hidráulico, costos de inversión, trabajos de conservación rutinaria, trabajos de conservación periódica y tiempos de ejecución, como se detalla a continuación:

Tabla N° 106 Evaluación de alternativas

PARÁMETRO	PUENTE DE CONCRETO ARMADO		PUENTE DE BATERÍA DE ALCANTARILLAS METÁLICAS CORRUGADAS.	
Comportamiento hidráulico	Sección con 2m de galibo, diseñado para condiciones hidráulicas del cauce.	1	Sección analizada, cumple borde libre (42-43%), diseñado para condiciones hidráulicas del cauce.	1
Costo directo de inversión	Mayor costo directo de inversión (S/. 1 165,336.73).	0	Menor costo directo de inversión (S/. 853,110.96).	1
Conservación rutinaria	Menores trabajos de conservación rutinaria (Limpieza de puente, reparación superficial del concreto, reparación del acceso del tablero, conservación de barandas)	1	Mayores trabajos de conservación rutinaria (Parchado superficial de calzada, parchado profundo de calzada, limpieza de sedimentos depositados dentro de la sección, reparación de cabezales)	0
Conservación periódica	Mayores trabajos de conservación periódica (Limpieza de superficies, Reemplazo de juntas de dilatación, reemplazo de dispositivos de apoyo, Pintado de elementos de puente de concreto)	0	Menores trabajos de conservación periódica (Sellos asfálticos, reemplazo de planchas corrugadas deterioradas, reparación de obras de mampostería.)	1
Tiempo de ejecución	Mayor tiempo de ejecución (104 días)	0	Menor tiempo de ejecución (60 días)	1

Gastos generales	Se requiere 3.47 meses (104 días) de costos de gastos generales	0	Se requiere 2 meses (60 días) de costos de gastos generales	1
EVALUACIÓN		2		5

Fuente: Elaboración propia

Del cuadro anterior, podemos concluir que la mejor alternativa para el estudio, es el puente constituido por batería de tuberías metálicas corrugadas con 5 anillos.

Capítulo 5. DISEÑO DE LA MEJOR ALTERNATIVA

En el capítulo anterior se determinó que la mejor alternativa técnica económica es el puente conformado con batería de tuberías metálicas corrugadas, resultado de la evaluación y análisis de todos los estudios realizados como estudios de topografía, estudios de hidrología e hidráulica y estudios de geotecnia.

El diseño de la mejor alternativa, puente con batería de tuberías metálicas corrugadas, consiste en diseñar la estructura, con la normativa vigente, considerando la disponibilidad de materiales, la seguridad y costos.

5.1. DISEÑO HIDRÁULICO

Como parte del diseño hidráulico del puente de batería con alcantarilla metálica, en el capítulo anterior, ítem 4.2 SIMULACIÓN DEL FLUJO EN LAS SECCIONES DE LOS PUENTES SELECCIONADOS (pág.203 al 260), se ha simulado el comportamiento de flujo de agua alrededor de la estructura, en donde la sección analizada, cumple con los requisitos mínimos de diseño hidráulico, del mismo se resume:

GEOMETRÍA

- ✓ Sección: Alcantarilla tipo arco con perfil bajo.
- ✓ Nro. de anillos: 05 unidades

- ✓ Luz base: 7.45 m.
- ✓ Luz máxima: 7.49 m.
- ✓ Flecha: 2.67 m.
- ✓ Área de la sección: 15.90 m².
- ✓ Perímetro: 10.25 m.

PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

- ✓ Profundidad de socavación a la salida: 1.97 m.
- ✓ Cota de socavación: 3876.94 m.s.n.m.
- ✓ Longitud de socavación: 16.48 m.
- ✓ Ancho de socavación: 7.34 m por anillo de alcantarilla.

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE ZAPATAS

- ✓ Cota recomendada de desplante de zapatas: 3876.34 m.s.n.m, equivalente a 0.60 m por debajo del nivel de socavación, de acuerdo a las recomendación de las especificaciones AASTHO LRFD (2007, p.12-22).

5.2. DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño estructural de la alternativa seleccionada se toma en consideración de la Sección 12.7 Tubos, arcos y arcos cerrados metálicos de las Especificaciones AASTHO – LRFD (2007).

5.2.1. REQUISITOS GENERALES

A. ESPECIFICACIÓN:

Los tubos y arcos metálicos cerrados corrugados pueden tener costuras remachadas, soldadas o de seguridad; sus corrugaciones pueden ser anulares o helicoidales. (AASTHO – LRFD, 2007, p.12-28).

B. RELACIÓN ALTURA ANCHO:

La relación altura-ancho de los arcos construidos con placas estructurales no deberá ser menor que 0,3.

- ✓ Altura (Flecha) = 2.67 m.
- ✓ Ancho = 7.49 m
- ✓ Relación Altura / Ancho = 0.356 > 0.30 ...**(OK, CUMPLE)**

C. DISTANCIA ENTRE TUBERÍAS

De acuerdo a las especificaciones AASTHO LRFD 2007, para la mínima separación entre los tubos, consideran:

Tabla N° 107 Separación mínima entre tubos

Tipo de Estructura	Mínima distancia entre tubos (mm)
Tubos circulares, diámetro <i>D</i> (mm)	
< 600	300
600 - 1800	<i>D</i> /2
> 1800	900
Arcos cerrados, ancho <i>S</i> (mm)	
< 900	300
900 - 2700	<i>S</i> /3
2700 - 4800	900
Arcos, ancho <i>S</i> (mm)	
Cualquier ancho	600

Fuente: Tabla C12.6.7-1 (AASTHO – LRFD, 2007, p.12-24).

De acuerdo a los planos adjuntos en el anexo 1, se tiene **ancho de separación 2.34 m**, entre tuberías de $S=7.49$ m, mayor a lo requerido para estructuras de tipo arco (mín. 0.60m). **...(OK, CUMPLE)**

D. ALTURA DE RELLENO

De acuerdo a las especificaciones AASTHO LRFD 2007, para la mínima separación entre los tubos, consideran:

Tabla N° 108 Mínimo recubrimiento de suelo

TIPO	CONDICIÓN	MÍNIMO RECUBRIMIENTO
Tubos de metal corrugado	–	$S/8 \geq 300$ mm
Tubos metálicos con nervio en espiral	Conducto de acero	$S/4 \geq 300$ mm
	Conducto de aluminio con $S \leq 1200$ mm	$S/2 \geq 300$ mm
	Conducto de aluminio con $S > 1200$ mm	$S/2,75 \geq 600$ mm
Tubos construidos con placas estructurales	–	$S/8 \geq 300$ mm
Tubos de gran ancho construidos con placas estructurales	–	Ver Tabla 12.8.3.1.1-1
Estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales	–	430 mm como se especifica en el Artículo 12.9.1
Tubos de hormigón armado	Áreas no pavimentadas y debajo de pavimentos flexibles	$B_c/8$ o $B'_c/8$, cualquiera sea el que resulte mayor, ≥ 300 mm
	Relleno granular compactado debajo de pavimentos rígidos	230 mm
Tubos termoplásticos	–	$ID/8 \geq 300$ mm

Fuente: Tabla 12.6.6.3-1 (AASTHO – LRFD, 2007, p.12-23).

La altura de relleno adaptada para la sección del puente de batería de alcantarillas metálicas es 1.60 m (pág. 203), mayor a lo requerido para tubos de metal corrugada:

- ✓ Altura mínima requerido (mayor 0.30m) = $S/8 = 7.49\text{m}/8 = 0.94\text{m}$.
- ✓ Altura relleno adaptado = **1.60 m > 0.94m** **...(OK, CUMPLE)**

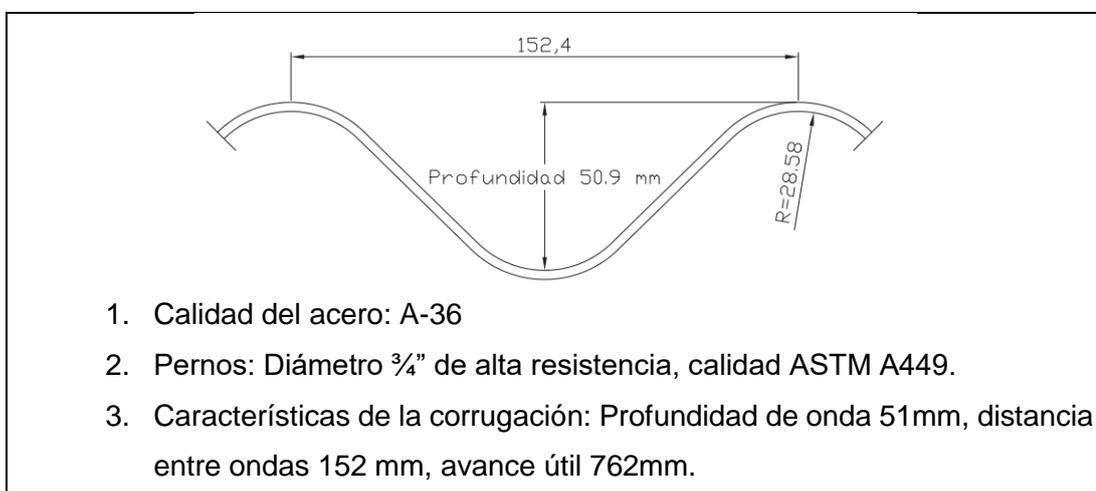
5.2.2. SEGURIDAD CONTRA LAS FALLAS ESTRUCTURALES

AASTHO LRFD (2007, p.12-26) indica que los tubos y los arcos cerrados corrugados y con nervio en espiral y los tubos construidos con placas estructurales se deberán investigar en el estado límite de resistencia para:

- ✓ Área de pared del tubo.
- ✓ Resistencia al pandeo.
- ✓ Resistencia de las costuras en el caso de las estructuras con costuras longitudinales.

Para la verificación de seguridad contra fallas estructurales, se considera los siguientes datos comerciales:

Figura N° 112 Características de la corruga de planchas metálicas y pernos.



Fuente: Revista comercial TECNOVIAL, Multiplate TV 152 (www.tecnovial.cl)

Tabla N° 109 Propiedades mecánicas de la sección, para planchas metálicas corrugadas para alcantarillas

Espesor [mm]	Area [cm ² /m]	Momento de Inercia [cm ⁴ /m]	Radio de Giro [cm]	Resistencia Junta Long. [t/m]
2.5	29.9	90.1	1.74	54.0
3.0	35.9	108.1	1.74	72.0
3.5	42.3	127.9	1.74	92.4
4.0	48.5	147.3	1.74	110.7
4.5	54.7	166.5	1.74	128.7
5.0	60.9	186.1	1.75	146.7
5.5	67.2	206.5	1.75	165.3
6.0	73.4	226.5	1.76	188.4
6.5	79.6	246.7	1.76	200.4
7.0	85.8	267.2	1.76	211.8

Fuente: Revista comercial TECNOVIAL, Multiplate TV 152 (www.tecnovial.cl)

Con las consideraciones anteriores se analiza la seguridad contra fallas estructurales, como se describe a continuación.

A. DATOS DEL SUELO

Densidad del suelo (γ) =	1800 kg/m ³	... Suelo relleno
Altura de relleno (H_r) =	1.6 m	
K (Suelo) =	0.22	Factor de rigidez del suelo

B. DATOS DEL MATERIAL DE PLANCHAS CORRUGADAS (AASHTO M-36, ASTM A-760)

F_y =	2530 kg/cm ²	...Esfuerzo de fluencia
F_u =	4080 kg/cm ²	...Esfuerzo de rotura
E_m =	2109209 kg/cm ²	...Modulo de elasticidad

C. GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN

Luz máxima ($L_{m\acute{a}x}$) =	749 cm	294.88 pulg
Espesor =	4.5 mm	
Área =	54.7 cm ² /m	
Momento de inercia =	166.5 cm ⁴ /m	
Radio de giro (r) =	1.74 cm	
Luz en base =	745 cm	
Flecha total =	267 cm	

D. GEOMETRÍA DE LAS CORRUGACIONES

Paso (Pitch) =	152 mm
Profundidad (Depth) =	51 mm

E. CARGAS

A. Cargas permanentes

EV = Empuje vertical del suelo (Peso del material de relleno)

B. Cargas transitorias

LL = Carga viva (Sobrecarga vehicular)

Nota: El diseño estructural debera considerarse las cargas vivas cuando

- En carreteras: Altura de cobertura (H_r) menor a 2.50 m
- En vias ferreas: Altura de cobertura (H_r) menor a 9.00 m
- Para cargas vivas E-80 o equivalente, duplicar las alturas de cobertura mínima.

F. CÁLCULO DEL EMPUJE VERTICAL (EV)

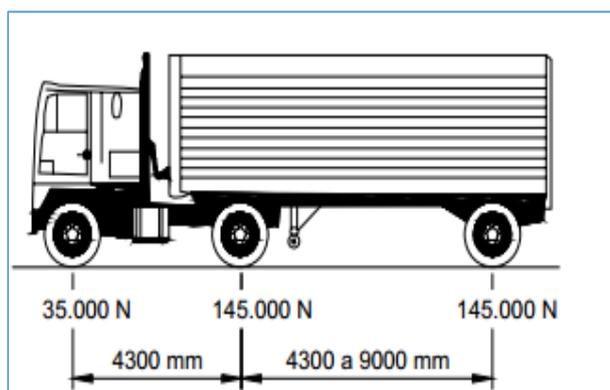
$$EV = \gamma_s \times H_r$$

Empuje vertical (EV) =	2880 kg/m²
Densidad del suelo (γ_s) =	1800 kg/m ³
Altura de relleno (H_r) =	1.6 m

G. CARGA VIVA (LL)

A. ESQUEMA DE CARGA DEL PROYECTO

CAMION HL-93



Para estimar las presiones de contacto se tomara la carga del eje posterior y se aplicara sobre un área de para cada rueda de 0.25m x 0.50m de largo, para cada lado de esta se sumara una longitud de $1.15 \times H_r$. (Recomendación Oficina técnica ERA S.A.C)

$$\text{Carga eje posterior} = 145000 \text{ N}$$

$$\text{Carga eje posterior} = 14.786 \text{ tn} = 14785.885 \text{ kg}$$

Esta carga se distribuye en dos neumáticos

$$L = 0.50 \text{ m} + 1.15 \text{ Hr} = 2.34 \text{ m}$$

$$I = 0.25 \text{ m} + 1.15 \text{ Hr} = 2.09 \text{ m}$$

$$\text{Área de contacto} = 4.89 \text{ m}^2 \dots \text{ Para una rueda}$$

Carga viva para un neumático es:

$$\underline{\underline{LL = 1511.66 \text{ kg/m}^2}}$$

H. COMBINACIÓN DE CARGA PARA CÁLCULO DE ESFUERZO

- Combinación por Resistencia I:

$$\underline{\underline{PL = 1.95 \times EV + 1.75 \times LL = 8261.41 \text{ kg/m}^2}}$$

I. ESFUERZO NORMAL

$$TL = PL \times (S/2)$$

$$\underline{\underline{TL = 30938.986 \text{ kg/m}}}$$

Donde:

TL = Esfuerzo normal.

S = Diámetro del tubo de la estructura de placas (mm)

PL = Esfuerzo (Combinación por Resistencia I)

J. RESISTENCIA DE LAS PAREDES A CARGA AXIAL

$$R_n = \phi F_y A$$

$$R_n = \phi \cdot F_y \cdot A = \underline{92721.97 \text{ kg/m}}$$

$$\phi = 0.67$$

Condición: $\phi \cdot R_n > TL$ OK, espesor de plancha conforme
 $\underline{62123.72 \text{ kg/m} > 30938.99 \text{ kg/m}}$

K. RESISTENCIA AL PANDEO

Ecuación 1:

$$Si; S < \left(\frac{r}{k}\right) \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot E_m}{F_u}}, \text{ entonces: } f_{cr} = F_u - \frac{\left(\frac{F_u \cdot k \cdot S}{r}\right)^2}{48 \cdot E_m}$$

Ecuación 2:

$$Si; S > \left(\frac{r}{k}\right) \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot E_m}{F_u}}, \text{ entonces: } f_{cr} = \frac{12 \cdot E_m}{\left(\frac{k \cdot S}{r}\right)^2}$$

Donde:

S = Diámetro del tubo de la estructura de placas (mm)

E_m = Módulo de elasticidad del metal.

F_u = Resistencia a la tracción del metal.

r = radio de giro de las corrugaciones.

k = factor de rigidez del suelo formado = 0.22

$$\left(\frac{r}{k}\right) \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot E_m}{F_u}} = 880.97 \text{ cm... Usar ecuación 1}$$

Entonces:

$$f_{cr} = 2605.41 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \text{ con ecuación 1}$$

Área requerida en la paredes por pandeo (A') = 35.59 cm²

CONDICIÓN:

"Área de plancha debe ser mayor a (A')"

OK, No hay problema de pandeo

L. RESISTENCIA DE LAS COSTURAS

θ perno = 3/4

Nro de pernos = 8

Resistencia de pernos = 197778 kg/m

Φ = 0.67

Rp = 132511.26 kg/m OK > TL

Tabla N° 110 Factores de resistencia (ϕ), para estructuras enterradas

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR DE RESISTENCIA
Tubos, arcos abiertos y arcos cerrados metálicos	1,00
Tubos helicoidales con costura de seguridad o costura totalmente soldada: <ul style="list-style-type: none"> Mínima área de las paredes y pandeo 	
Tubos anulares con costura soldada por puntos, remachada o abulonada: <ul style="list-style-type: none"> Mínima área de las paredes y pandeo Mínima resistencia de las costuras longitudinales Capacidad de carga sobre las fundaciones 	1,00 0,67 Ver Sección 10
Tubos construidos con placas estructurales: <ul style="list-style-type: none"> Mínima área de las paredes y pandeo Mínima resistencia de las costuras longitudinales Capacidad de carga sobre las fundaciones 	1,00 0,67 Ver Sección 10
Estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales y placas para revestimiento de túneles	0,67 0,67 Ver Sección 10
<ul style="list-style-type: none"> Mínima área de las paredes Mínima resistencia de las costuras Capacidad de carga sobre las fundaciones 	

Fuente: Tabla 12.5.5-1 (AASHTO LRFD, 2007, p.12-13)

M. VERIFICACIÓN DE LA RIGIDEZ DE MANIPULEO

Factor de flexibilidad para tubos con corrugaciones de 51mm: 0.17 kg/cm

$$FF = \frac{S^2}{E_m \cdot I}$$

FF = 0.16 cm/kg

OK, es adecuado la rigidez

N. LÍMITE DE ASENTAMIENTO

$$\Delta \leq \frac{0.01 S^2}{R}$$

Donde:

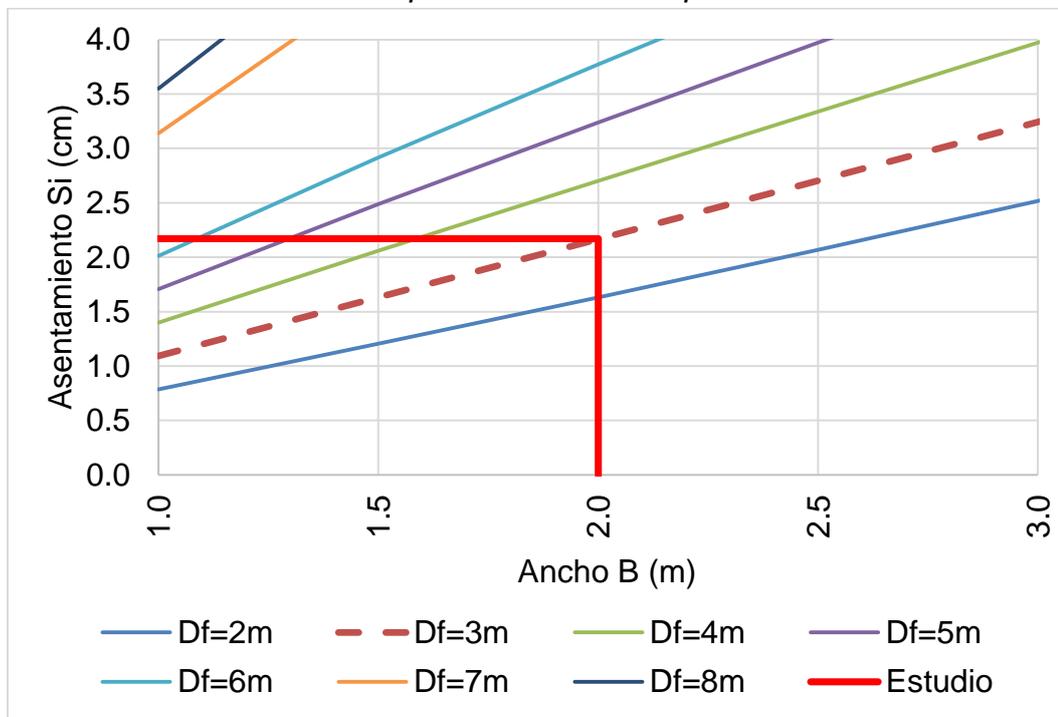
Asentamiento diferencial máx. (Δ) = 210.11 mm

Ancho de la estructura (S): = 749 cm

Altura de la estructura (R): = 267 cm

De acuerdo a los estudios básicos de geología y geotecnia, en la Figura N° 50 (pág. 184), se ha graficado asentamientos para diferentes profundidades y anchos, en el mismo se calcula el asentamiento que ocurrirá para ancho de zapata de 2m (adaptada para el diseño) es 2.17cm, menor asentamiento máximo permitido (21.11cm). **...(OK, CUMPLE)**

Tabla N° 111 Cálculo de asentamiento para zapatas de ancho 2m con profundidad de desplante 3m



Fuente: Elaboración propia

5.2.3. ZAPATAS

A. CÁLCULO DE REACCIONES EN ZAPATAS

Con las consideraciones del artículo 12.8.4.2 de las Especificaciones (ASTHO LRFD (2007, p.12-33), se calcula las reacciones de las zapatas como se muestra:

CÁLCULO DE FUERZAS ACTUANTES

$$V_{DL} = g[H_2(S)A_T]\gamma_s / (2 \times 10^9) \quad \dots \text{Fuerzas por sobrecarga suelo}$$

$$V_{LL} = n(A_L) / (2400 + 2H_1) \quad \dots \text{Fuerzas por sobrecarga viva HL-93}$$

V_{DL}	= 140114.46 N/m	
V_{LL}	= 13254.11 N/m	Carril único
V_{LL}	= 26508.23 N/m	Superposición
Δ	= 4.58 °	

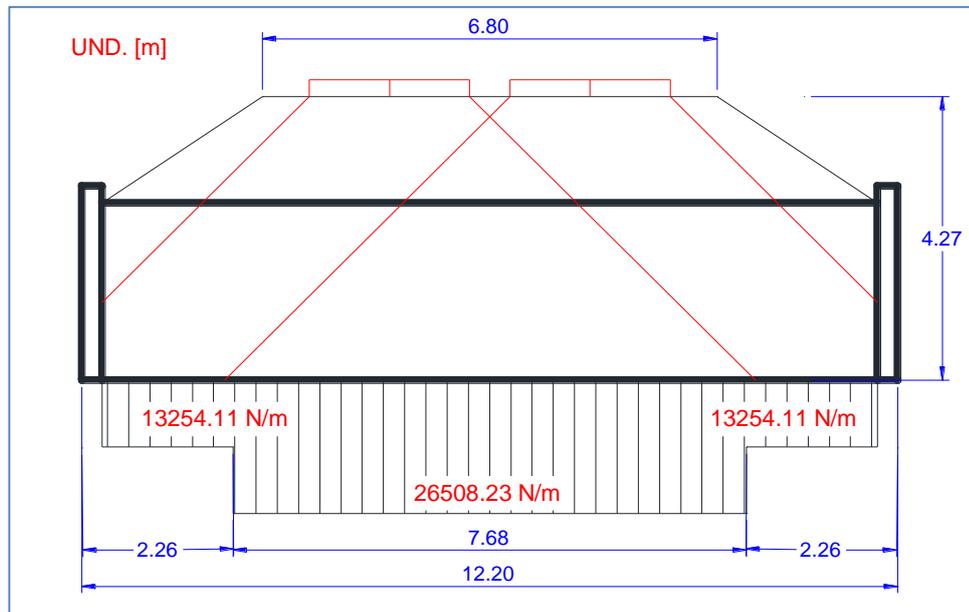
CÁLCULO DE REACCIONES

$$R_V = (V_{DL} + V_{LL}) \cos \Delta \quad \dots \text{Reacción vertical}$$

$$R_H = (V_{DL} + V_{LL}) \sin \Delta \quad \dots \text{Reacción horizontal}$$

RV	= 152878.84 N/m	= 15583.98 kg/m	Carril único
RH	= 12246.63 N/m	= 1248.38 kg/m	Carril único
RV	= 166090.64 N/m	= 16930.75 kg/m	Superposición
RH	= 13304.99 N/m	= 1356.27 kg/m	Superposición

Figura N° 113 Cargas actuantes sobre cimientos en puentes de batería de alcantarillas metálicas corrugadas.

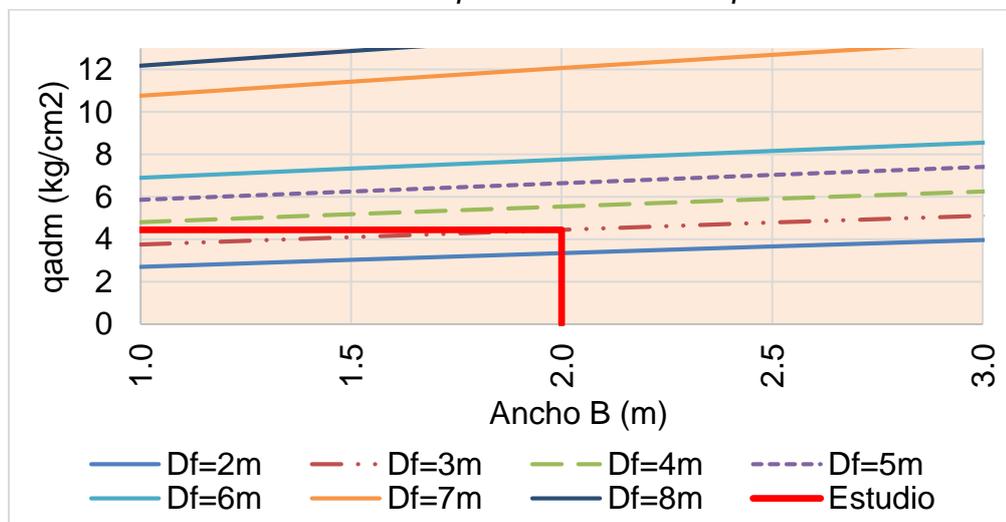


Fuente: Elaboración propia

B. VERIFICACIÓN DE AREA DE ZAPATA

De acuerdo a los estudios básicos de geología y geotecnia, en la Figura N° 47 (pág. 177), se ha graficado capacidades admisibles para diferentes profundidades y anchos, del mismo se calcula la capacidad admisible para para ancho de zapata de 2m (adaptada para el diseño), que es 4.45 kg/cm².

Tabla N° 112 Cálculo de capacidad admisible para zapatas de ancho 2m con profundidad de desplante 3m.



Fuente: Elaboración propia

La fuerza actuante sobre el suelo de fundación es:

$$RV \times L = 16930.75 \text{ kg/m} \times 12.20 \text{ m} = 206555.15 \text{ kg}$$

La carga actuante sobre el suelo de fundación es menor a la capacidad admisible del suelo:

$$RV \times L / (B \times L) = RV / B = (16930.75 \text{ kg/m}) / 200 \text{ cm}$$

$$RV / B = 0.85 \text{ kg/cm}^2 < 4.45 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ (OK, CUMPLE)}$$

5.2.4. ESPECIFICACIONES DE LA SECCIÓN ALCANTARILLA

Se ha evaluado la sección de alcantarilla con las siguientes características:

MATERIAL DE RELLENO:

- ✓ Densidad del suelo: 1800 kg/m³
- ✓ Altura de relleno: 1.60 m.
- ✓ Factor de rigidez del suelo: 0.22

PLANCHAS CORRUGADAS:

- ✓ Característica: AASTHO M-36 ASTM A-760
- ✓ Esfuerzo a la fluencia: 2530 kg/cm²
- ✓ Esfuerzo a la rotura: 4080 kg/cm²
- ✓ Módulo de elasticidad: 2109209 kg/cm²
- ✓ Espesor de las corrugas: 4.5 mm
- ✓ Paso de las corrugas: 152 mm.
- ✓ Profundidad de las corrugas: 51 mm.

- ✓ Área de la plancha: $54.7 \text{ cm}^2/\text{m}$
- ✓ Momento de inercia de la plancha: $166.5 \text{ cm}^4/\text{m}$
- ✓ Radio de giro de la plancha: 1.74 cm .

CARGAS:

- ✓ Empuje Vertical del suelo (EV): $2880 \text{ kg}/\text{m}^2$.
- ✓ Carga Viva (LL): 1.60 m : $1511 \text{ kg}/\text{m}^2$., con 4.89 m^2 de área de contacto para una rueda, camión diseño HL-93.
- ✓ Combinación de carga: Resistencia I, $1.95 \text{ EV} + 1.75 \text{ LL} = 8261.41 \text{ kg}/\text{m}^2$.

Capítulo 6. COSTOS Y PRESUPUESTOS

6.1. PRESUPUESTO GENERAL

Tabla N° 113 Presupuesto general de inversión – construcción de puente de batería con tuberías metálicas corrugadas (Alternativa seleccionada)

Descripción	Precio S/.
Costo Directo	853,110.96
GASTOS GENERALES 9.73% (2.0 meses)	83,032.00
UTILIDAD 10%	85,311.10

SUBTOTAL	1,021,454.06
IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS	183,861.73
	=====
PRESUPUESTO DE INVERSIÓN	1,205,315.79

Fuente: Elaboración propia

6.2. COSTO DIRECTO

Tabla N° 114 Costo directo de inversión de alternativa seleccionada (Puente de batería con tuberías metálicas corrugadas)

Item	Descripción	Und	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	PUENTE DE BATERÍA CON TUBERÍAS METÁLICAS CORRUGADAS				
01.01	OBRAS PRELIMINARES				54,311.48
01.01.01	Movilización y desmovilización	glb	1.00	10,593.22	10,593.22
01.01.02	Campamento y almacenes	m ²	72.50	300.00	21,750.00
01.01.03	Trazo y replanteo	mes	2.00	9,430.05	18,860.10

01.01.04	Mantenimiento de tránsito y seguridad vial	mes	2.00	1,554.08	3,108.16
01.02	PUENTE BATERÍA TMC				758,915.51
01.02.01	Excavación no clasificada para estructuras en material suelto bajo agua	m ³	1,572.41	4.91	7,720.53
01.02.02	Rellenos para estructuras con equipos menores	m ³	988.94	41.03	40,576.21
01.02.03	Rellenos con material de préstamo	m ³	5,511.20	19.41	97,063.20
01.02.04	Pavimento básico (sello asfáltico)	m ²	340.00	11.58	3,937.20
01.02.05	Encofrado y desencofrado bajo agua	m ²	589.68	63.89	37,674.66
01.02.06	Encofrado y desencofrado en seco. caravista losa	m ²	219.60	88.21	19,370.92
01.02.07	Concreto clase h (f'c=100 kg/cm ²) en cimentación	m ³	45.32	226.64	10,271.32
01.02.08	Concreto clase d (f'c=210 kg/cm ²) en cimentación	m ³	598.79	276.07	165,307.96
01.02.09	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm ²	kg	34,196.15	5.51	188,420.79
01.02.10	Tubería metálica corrugada (arco perfil bajo)	m	61.00	2,630.92	160,486.12
01.02.11	Enrocado en cauce	m ³	360.00	11.93	4,294.80
01.02.12	Guardavia de fierro galvanizado	m	120.00	163.64	19,636.80
01.02.13	Bombeo	h	300.00	13.85	4,155.00
01.03	IMPACTO AMBIENTAL				39,883.97
01.03.01	Reacondicionamiento de área de campamento, almacenes y patio de maquinas	m ²	472.50	1.33	628.43
01.03.02	Acondicionamiento de depósito de material excedente	m ³	2,044.14	4.43	9,055.54
01.03.03	Readecuación ambiental de canteras	m ²	20,000.00	1.51	30,200.00
COSTO DIRECTO (S/.)					853,110.96

Fuente: Elaboración propia

6.3. COSTO MANO DE OBRA

Tabla N° 115 Costos mano de obra

Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Operario	hh	3,128.0688	16.29	50,956.24
Oficial	hh	2,106.8682	13.51	28,463.79
Peón	hh	7,589.0247	12.15	92,206.65
Topógrafo	hh	380.9524	16.29	6,205.71
COSTO INVERSIÓN (S/.)				177,832.39

Fuente: Elaboración propia

6.4. COSTO MATERIALES

Tabla N° 116 Costos materiales

Recurso	Und	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
EMULSIÓN ASFÁLTICA	gal	194.8200	8.29	1,615.06
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	183.8160	3.16	580.86
ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	1,025.8845	3.16	3,241.80
ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	35,905.9575	3.82	137,160.76
CLAVO 3"	kg	173.8360	3.16	549.32
TERMINAL DE GUARDAVÍA	und	0.1560	128.63	20.07
GUARDAVÍA ACERO L=3.81M	und	39.6000	222.94	8,828.42
PIEDRA GRANDE	m ³	360.9000	8.47	3,056.82
ARENA GRUESA	m ³	3.4000	12.71	43.21
FILLER	kg	47.6000	0.72	34.27
HORMIGÓN DE RÍO	m ³	840.0790	12.71	10,677.40
MATERIAL DE BASE GRANULAR	m ³	7,164.5600	12.71	82,626.24
MATERIAL DE PRÉSTAMO CLASIFICADO	m ³	1,285.6220	12.71	16,340.26
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	5,378.4350	19.07	102,566.76
YESO BOLSA 28 kg	bol	2.0000	6.36	12.72
TUBERÍA MULTIPLATE LUZ=7.49m, E=4.5mm (ARCO PERFIL BAJO)	m	61.0000	2,415.25	147,330.25
ADITIVO INCORPORADOR DE AIRE	kg	139.8914	6.93	969.45
ADITIVO CURADOR	gal	120.5679	36.87	4,445.34
MADERA TORNILLO	p ²	4,908.5280	3.98	19,535.94
ESTACAS DE MADERA	und	10.0000	1.79	17.90
TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 18 mm	und	9.5306	93.22	888.44
PINTURA ESMALTE	gal	2.6000	33.45	86.97
PINTURA WASH PRIMER	gal	2.4000	60.64	145.54
SOLVENTE DE PINTURA DE TRAFICO	gal	1.5720	23.38	36.75
PERNOS PARA SUJECIÓN DE GUARDAVÍAS	jgo	120.0000	28.22	3,386.40
POSTE DE ACERO GALVANIZADO L=1.8M P/GUARDAVÍA	pza	66.0000	86.64	5,718.24
INSTALACIÓN DE MÓDULOS PARA CAMPAMENTO	m ²	72.5000	300.00	21,750.00
SILBATO	und	8.0000	1.53	12.24
CHALECO DE SEGURIDAD CON CINTA REFLECTIVA	und	50.0000	6.18	309.00
BANDERINES	und	8.0000	5.16	41.28
LÁMPARA DESTELLANTE	und	4.0000	21.58	86.32
TRANQUERAS	und	4.0000	41.19	164.76

SEÑALES INFORMATIVAS	und	8.0000	77.41	619.28
SEÑALES PREVENTIVAS	und	8.0000	91.69	733.52
SEÑALES RESTRICTIVAS	und	8.0000	91.69	733.52

COSTO INVERSIÓN (S/.) **574,365.11**

Fuente: Elaboración propia

6.5. COSTOS EQUIPOS Y MAQUINARIAS

Tabla N° 117 Costos equipos y maquinarias

Recurso	Und	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
ESTACIÓN TOTAL	hm	76.1904	12.71	968.38
NIVEL TOPOGRÁFICO	hm	304.7620	5.30	1,615.24
HERRAMIENTAS MANUALES	%mo			8,455.24
MOTOBOMBA	hm	910.5931	1.70	1,548.01
COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	158.2304	10.23	1,618.70
RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 101-135HP 10-12 ton	hm	143.2251	149.60	20,815.48
MARTILLO NEUMÁTICO DE 25 - 29 kg	hm	3.7800	4.82	18.22
COMPRESORA NEUMÁTICA 250 - 330 PCM - 87 HP	hm	1.8900	173.98	328.82
CARGADOR FRONTAL	hm	98.0508	149.44	14,652.71
EXCAVADORA	hm	45.5834	157.76	7,191.24
MOTONIVELADORA 130 - 135 HP	hm	140.5701	160.58	21,916.91
CAMIÓN VOLQUETE DE 15 m3	hm	15.5355	97.15	1,509.27
CAMIÓN BARANDA 3 TON	hm	3.4000	67.47	229.40
VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	287.4425	12.71	3,653.39
MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	287.4425	16.95	4,872.15
ESPARCIDORA DE AGREGADOS	hm	3.4000	272.67	927.08
MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	glb	1.0000	10,593.22	10,593.22
COSTO INVERSIÓN (S/.)				100,913.46

Fuente: Elaboración propia

Los análisis de costos unitarios se adjunta en el Anexo 6, del presente.

Capítulo 7. CUMPLIMIENTO DE OBJETIVOS

7.1. OBJETIVO GENERAL

“Diseñar la mejor alternativa de un puente sobre el río “Cangalli”, que mejorará la integración de los centros poblados del tramo Cangalli – Siraya, del distrito de Ilave, provincia El Collao”

- a) Se ha diseñado en el Capítulo 5 (pág. 275 al 288), la mejor alternativa técnico económica seleccionada de acuerdo a la Tabla N° 106 Evaluación de alternativas de la sección 4.6 (pág. 273), la misma consta el puente conformado con batería de alcantarillas metálicas corrugadas, de sección tipo arco de perfil bajo, de flecha 2.67m, luz base de 7.45m con altura de relleno 1.60m (pág. 203).
- b) Con el puente conformado de batería de alcantarillas metálicas corrugadas, se salvará el obstáculo del río Cangalli, para mejorar la integración y comunicación de los centros poblados del tramo Cangalli – Siraya, del distrito de Ilave, provincia El Collao, además de ser la alternativa técnico económica más favorable, tal como se ha demostrado en la Tabla N° 106 del Capítulo 4 (pág. 273).

7.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ “Desarrollar estudios preliminares para plantear la ubicación y alternativas de puentes, de concreto armado y de batería de alcantarillas metálicas corrugadas, para cruzar el río Cangalli”.
- a) En el Capítulo 3 (pág. 112 al 195), se ha desarrollado estudios preliminares de topografía, hidrología, hidráulica, geología y geotecnia, estudios básicos necesarios para plantear la ubicación, selección de alternativas y profundidades de cimentación.
- b) Con los estudios básicos de topografía y trazo desarrollada en la sección 3.2 (pág.114 al 117), se ha elaborado planos topográficos necesarios para interrelacionar con los estudios básicos hidrología y geotecnia, los mismos se adjuntan en el Anexo 1.
- c) En la sección 3.5 (pág.185 al 191) estudios básicos de tráfico, se ha determinado que el índice medioa diario anual del tramo Cangalli Siraya es 10 veh/día (pág. 189).
- d) En la sección 3.6 (pág. 192 al 196) estudios básicos de trazo y diseño vial, se ha determinado las siguientes características técnicas para trazo del puente:
 - ✓ Ancho carril : 5.00 m (pág.193)
 - ✓ Velocidad de diseño : 40 km/h (pág.193)
 - ✓ Ancho de berma : 0.90 m (pág.193)
 - ✓ Ancho de veredas : 0.80 m (pág.194)
- e) Con los estudios de hidrología e hidráulica desarrollado en la sección 3.3 (pág.117 al 151), se ha determinado:

Luz libre del puente:

- ✓ Luz libre : 50 m (pág.151)

Para el área de estudio, cuenca:

- ✓ Área de la cuenca: 126. 60 km². (pág.121)
- ✓ Perímetro de la cuenca: 55.75 km. (pág.121)
- ✓ Pendiente de la cuenca: 0.043 m/m. (pág.122)
- ✓ Rugosidad del cauce. 0.049 (pág.133)
- ✓ Periodos de retorno: 140 años para dimensionar la sección de la estructura y 500 años para calcular la profundidad de socavación, el mismo se ha determinado para una vida útil de 40 años (pág.135-136).

Para periodo de retorno de 140 años:

- ✓ Precipitación máxima diaria anual: 47mm (pág.140).
- ✓ Intensidad de lluvia: 5.79 mm/hr (pág.145)
- ✓ Tiempo de concentración: 5.53 hr (pág.142).
- ✓ Caudal de diseño: 64.55 m³/s (pág.146).

Para periodo de retorno de 500 años:

- ✓ Precipitación máxima diaria anual: 51.13 mm (pág.140).
- ✓ Intensidad de lluvia: 6.30 mm/hr (pág.145).
- ✓ Tiempo de concentración: 5.53 hr (pág.142).
- ✓ Caudal de diseño: 78.10 m³/s (pág.148).

- f) Con los estudios de geología y geotecnia desarrollado en la sección 3.4 (pág. 151 al 184), se ha determinado:
- ✓ El terreno de fundación descansa sobre material de depósito aluvial de la serie holocena, así mismo la quebrada está constituido en un 90% de material andesita basáltica de textura fina, del complejo volcánico bencasi – pichu, pertenecientes a la formación grupo barroso del sistema neógeno de la era cenozoica.
 - ✓ El área de estudio no presenta evidencias de riesgo geodinámica del tipo de deslizamientos que puede afectar la obra.
 - ✓ Se ha ejecutado ensayos estándares de laboratorio, de donde se ha determinado que el material de lecho son suelos granulares, de acuerdo a la clasificación SUCS, de tipo GM (gravas bien graduadas), GP-GM (Gravas mal graduadas con gravas limosas) y GM (Gravas limosas mal graduadas).
 - ✓ Se ha ejecutado ensayos in situ, ensayo de penetración estándar SPT, de donde con el número de golpes, se determina que el ángulo de fricción crítico para el estribo izquierdo y derecho es 29° .
 - ✓ “Seleccionar a nivel de parámetros técnicos - económicos, la mejor alternativa entre puentes de concreto armado y de batería de alcantarillas metálicas corrugadas”
- a) De acuerdo a la investigación realizada en el Capítulo 4, con la información recopilado en la sección 4.1 (pág. 197 al 202), se determina:

- ✓ La mejor alternativa para puentes de concreto es puente sección “viga tee” de concreto vaciado in situ de dos tramos de 25 m.
 - ✓ La mejor alternativa para puentes de batería de alcantarillas metálicas corrugadas, se adapta una batería de cinco (5) alcantarillas tipo arco de perfil bajo de luz de diseño de 9.79m, luz base de 7.45m. y flecha 2.67m con altura de relleno mínimo de 1.60m.
- b) Las alternativas seleccionadas en la sección 4.1 (pág. 197 al 202), cumplen con los requisitos técnicos mínimos, adecuándose al nivel de aguas máximos extraordinarios y profundidad de socavación, de acuerdo a la simulación de flujo alrededor de las estructuras desarrollada en la sección 4.2 y 4.3 (pág. 203 al 261).
- c) La alternativa económica más favorable es el puente conformado de batería de alcantarillas metálicas corrugadas, con costo directo requerido es de S/. 853,110.96 nuevos soles, frente a S/. 1'165,336.73 nuevos soles de la alternativa del puente de concreto, de acuerdo a la evaluación realizada en la sección 4.5 (pág. 269).
- d) Finalmente se ha determinado en la sección 4.6 (pág. 272), la mejor alternativa técnico económica corresponde al puente de batería de alcantarillas metálicas corrugadas conformado por batería de cinco anillos de tuberías metálicas corrugadas de tipo arco de perfil bajo.
- ✓ “Diseñar hidráulicamente y estructuralmente la superestructura y subestructura de la alternativa seleccionada”
- a) Como parte del diseño hidráulico desarrollado en la sección 4.2, 4.3 y 5.1 (pág. 203 al 261 y pág. 275), se determina:

GEOMETRÍA

- ✓ Sección: Alcantarilla tipo arco con perfil bajo.
- ✓ Nro. de anillos: 05 unidades
- ✓ Luz base: 7.45 m.
- ✓ Luz máxima: 7.49 m.
- ✓ Flecha: 2.67 m.
- ✓ Área de la sección: 15.90 m².
- ✓ Perímetro: 10.25 m.

PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

- ✓ Profundidad de socavación a la salida: 1.97 m.
- ✓ Cota de socavación: 3876.94 m.s.n.m.
- ✓ Longitud de socavación: 16.48 m.
- ✓ Ancho de socavación: 7.34 m por anillo de alcantarilla.

b) Se ha diseñado estructuralmente en la sección 5.2 (pág. 276 al 287), en donde se ha verificado para el puente seleccionado:

- ✓ Especificaciones del material:

MATERIAL DE RELLENO:

- ✓ Densidad del suelo: 1800 kg/m³
- ✓ Altura de relleno: 1.60 m.
- ✓ Factor de rigidez del suelo: 0.22

PLANCHAS CORRUGADAS:

- ✓ Característica: AASTHO M-36 ASTM A-760
- ✓ Esfuerzo a la fluencia: 2530 kg/cm²
- ✓ Esfuerzo a la rotura: 4080 kg/cm²
- ✓ Módulo de elasticidad: 2109209 kg/cm²
- ✓ Espesor de las corrugas: 4.5 mm
- ✓ Paso de las corrugas: 152 mm.
- ✓ Profundidad de las corrugas: 51 mm.
- ✓ Área de la plancha: 54.7 cm²/m
- ✓ Momento de inercia de la plancha: 166.5 cm⁴/m
- ✓ Radio de giro de la plancha: 1.74 cm.

CARGAS:

- ✓ Empuje Vertical del suelo (EV): 2880 kg/m².
- ✓ Carga Viva (LL): 1.60 m: 1511 kg/m²., con 4.89 m² de área de contacto para una rueda, camión diseño HL-93.
- ✓ Combinación de carga: Resistencia I, 1.95 EV + 1.75 LL = 8261.41 kg/m².
- ✓ Relación Altura / Ancho: 0.356 > 0.30 (Cumple)
- ✓ Resistencia de las paredes a carga axial (62123.72 kg/m) es mayor al esfuerzo normal (30938.99 kg/m). (Cumple)
- ✓ Resistencia al pandeo: Cumple, área de las paredes (54.7 cm²) es mayor a lo requerido (35.59 cm²).

- ✓ Resistencia de las costuras: Cumple, resistencia a las costuras (132,511.26 kg/m) es mayor al esfuerzo normal (30,938.99 kg/m).
- ✓ Verificación de la rigidez del manipuleo: Cumple, rigidez de manipuleo (0.16 cm/kg) es menor al factor de flexibilidad de tubos corrugados de 51mm (0.17 kg/m).
- ✓ Límite máximo de asentamiento diferencial: se ha determinado como máximo 210.11 mm.

CONCLUSIONES

- ✓ Se ha seleccionado como la mejor alternativa técnico económica el puente conformado con batería de alcantarillas metálicas corrugadas, de sección tipo arco de perfil bajo, de flecha 2.67m, luz base de 7.45m con altura de relleno 1.60m, frente a las alternativas existentes de puentes de concreto, el mismo mejorara la comunicación de los centros poblados del tramo Cangalli – Siraya, del distrito de llave, provincia El Collao”.
- ✓ El puente conformado con batería de alcantarillas metálicas corrugadas, se ha diseñado hidráulicamente para un periodo de vida útil de 40 años, así mismo el terreno de fundación seleccionado esta conformado por suelos granulares de buena gradación y mala gradación granulométrica.
- ✓ La cota de nivel de aguas máximos extraordinario obtenido para la mejor alternativa es 3880.54 m.s.n.m., obtenido para un periodo de retorno de 140 años.
- ✓ Los dimensiones y materiales ha cumplido con los requisitos mínimos, planteados por en la sección 12.7 de las especificaciones AASHTO LRFD 2007, con respecto a relación altura y ancho, así como de la

seguridad contra las fallas estructurales, garantizándose así su comportamiento estructural para la vida útil requerido.

- ✓ El costo requerido para su ejecución de la alternativa seleccionada es de S/. 1'205,315.79 nuevos soles., que incluye costos directos, costos indirectos e impuesto general a la venta.

RECOMENDACIONES

- ✓ Es importante analizar el comportamiento hidráulico en puentes, profundidades de socavación alrededor de pilares y estribos, puesto que estas variables son los que garantizaran la vida útil de diseño de los puentes.

- ✓ En la actualidad existe diferentes alternativas para plantear puentes, para la selección se debe de optar los puentes que tengan la característica técnico-económica más favorable para el lugar.

BIBLIOGRAFÍA

- ✓ APAZA H., P. (1992). Introducción al Diseño de Puentes. Lima: Azul Editores Gráficos.
- ✓ CARCIENTE, J. (1985). Carreteras - Estudio y Proyecto. Venezuela: Vega s.r.l.
- ✓ MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES - MDP. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- ✓ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES - EG. (2013). Especificaciones Técnicas Generales para Construcción, Manual de Carreteras. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- ✓ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES - MHHD. (2011). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- ✓ NORMA OS.060 -RNE. (2008). Norma OS.060 Drenaje Pluvial Urbano, Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: El Peruano.
- ✓ PASTOR, L. (2006). Puentes y Obras de Arte. Lima, Perú: Editorial "CIENCIAS" S.R.Ltda.
- ✓ RAMIRO V., C. (2006). Manual de Puentes en Concreto Reforzado. Colombia: NET Educativa.
- ✓ RODRIGUEZ S., M. I. (2012). Puentes con AASTHO LRFD 2010. Lima.

- ✓ VEN TE CHOW, MAIDMENT, D. R., & MAYS, L. W. (1994). Hidrología Aplicada.
Colombia: Nomos S.A.
- ✓ VILLÓN, M. (2002). Hidrología. Lima: Villón.

ANEXOS

1. PLANOS TOPOGRÁFICOS
2. PLANO DETALLES DE PUENTES SELECCIONADOS COMO ALTERNATIVAS
3. METRADOS DE PUENTES SELECCIONADOS COMO ALTERNATIVAS
4. PROGRAMACIÓN GANTT DE PUENTES SELECCIONADOS COMO ALTERNATIVAS
5. ANÁLISIS DE GASTOS GENERALES
6. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS DE PUENTES SELECCIONADOS COMO ALTERNATIVAS
7. DATOS METEOROLÓGICOS (SENAMHI) - PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIA
8. CERTIFICADOS DE ENSAYOS DE SUELOS
9. DISEÑO DE PUENTE DE CONCRETO ARMADO
10. MANUAL DE SOFTWARE HEC RAS