

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD PEATONAL A
TRAVÉS DE UN PUENTE EN EL SECTOR JUANA RÍOS DISTRITO
DE CHONGOYAPE – CHICLAYO – LAMBAYEQUE, 2015**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

AUTOR

JUAN CARLOS BARRANTES PERALES

ASESOR

Ing. ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO

Chiclayo, 2019

DEDICATORIA

A Dios, por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida. Por los triunfos y los momentos difíciles que me han enseñado a valorarlo cada día más,

A mis padres, por ser las personas que me han enseñado a no rendirme ante nada y siempre perseverar a través de sus sabios consejos; a mi esposa por ser mi dulce acompañante en este proyecto de vida y a mis hermosos hijos, por ser los mejores regalos que Dios me ha entregado y son la fuerza que me impulsa para alcanzar lo imposible.

AGRADECIMIENTO

A los ingenieros de la carrera de Ingeniería Civil Ambiental por saber transmitir sus valiosos conocimientos y experiencias. De manera especial a mi asesor, el ingeniero Aníbal Teodoro Díaz Orrego, por la sabiduría y los conocimientos compartidos.

RESUMEN

El presente proyecto de investigación, tiene como finalidad realizar el análisis y diseño de un puente peatonal que cruza el cauce natural Juana Ríos, ubicado en el distrito de Chongoyape, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque para mejorar la transitabilidad peatonal en dicho sector. Para este estudio se consideró el análisis topográfico, hidrológico, mecánica de suelos, hidráulica, evaluación ambiental, análisis estructural y la aplicación de la normativa Nacional e Internacional vigente; considerando como parámetro fundamental de diseño a los estudios hidráulicos en temas de socavación local en pilas para determinar la profundidad de desplante de los apoyos, debido que el aumento de la velocidad de la corriente ocasiona mayor capacidad de arrastre de los sólidos la cual conllevaría a la falla total de la estructura.

Como resultado de este estudio, se planteó el diseño de un puente con una superestructura isostática, compuesta por un tablero de madera tornillo que se apoya en vigas en celosía. La ubicación del puente es aguas arriba de la estructura del badén, puesto que ayuda a reducir el efecto erosivo del agua en las pilas. Además, la topografía del terreno es más llana, esto permitiría reducir costos en la etapa de la ejecución.

PALABRAS CLAVE: Transitabilidad peatonal, socavación local en pilas, estructura isostática.

ABSTRACT

The purpose of this research project is to analyze and design a pedestrian bridge that crosses the natural Juana Ríos channel, located in the district of Chongoyape, Chiclayo province, Lambayeque department to improve pedestrian traffic in that sector. For this study, the topographic, hydrological, soil mechanics, hydraulics, environmental assessment, structural analysis and application of the national and international regulations in force were considered; Considering hydraulic design studies as a fundamental design parameter in local scouring in piles to determine the depth of the supports, due to the fact that the increase in the speed of the current causes a greater drag capacity of the solids which leads to the total failure of the structure.

As a result of this study, the design of a bridge with an isostatic superstructure, consisting of a wooden screw board that rests on lattice beams, was proposed. The location of the bridge is upstream of the speed bump structure, since it helps to reduce the erosive effect of the water in the piles. In addition, the topography of the land is flatter, this would reduce costs in the execution stage.

KEYWORDS: Pedestrian traffic, local scour in piles, isostatic structure.

ÍNDICE

I.	INTRODUCCIÓN.....	1
II.	MARCO TEÓRICO.....	4
2.1.	Antecedentes del problema.....	4
2.2.	Bases Teórico científicas.....	6
III.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	9
3.1.	Aspectos Generales.....	9
3.1.1.	Ubicación del proyecto.....	9
3.2.	Diseño de investigación.....	10
3.2.1.	Tipo de investigación.....	10
3.3.	Operacionalización de variables.....	11
3.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	12
3.4.1.	Técnicas.....	12
3.4.2.	Instrumentos.....	12
3.5.	Plan de procesamiento y análisis de datos.....	15
3.6.	Metodología.....	16
3.6.1.	Estudio de tráfico peatonal.....	16
3.6.1.1.	Conteo de personas que cruzan el cauce.....	16
3.6.2.	Estudio topográfico.....	17
3.6.3.	Estudios Hidrológicos.....	19
3.6.3.1.	Sistema hidrográfico de la Sub cuenca Juana Ríos.....	21
3.6.3.2.	Parámetro morfo gráficos.....	21
3.6.3.3.	Análisis de máximas avenidas.....	31
3.6.4.	Estudios Geotécnicos o de Mecánica de suelos.....	38
3.6.4.1.	Trabajos de campo.....	39
3.6.4.2.	Trabajos de laboratorio.....	39
3.6.5.	Estudios de hidráulica.....	40
3.6.5.1.	Nivel máximo de agua (NMA).....	40
3.6.5.2.	Altura del tablero del puente.....	41
3.6.5.3.	Alineación del puente respecto de la corriente.....	41
3.6.5.4.	Profundidad de la socavación.....	41
3.6.5.5.	Profundidad de cimentación.....	63
3.6.6.	Estudios diseño estructural.....	63
3.6.6.1.	Componentes de la estructura de un puente.....	63
3.6.6.2.	Tipos de puentes.....	64
3.6.6.3.	Geometría de detalles.....	70

3.6.6.4.	Estudio de la normativa para el análisis y diseño de puentes metálicos	70
3.6.6.5.	Cargas	72
3.6.6.6.	Deflexiones	79
3.6.6.7.	Del diseño de la superestructura	79
3.6.6.8.	Del diseño de la sub estructura	96
IV.	RESULTADOS	102
4.1.	De los estudios de tráfico peatonal	102
4.2.	De los estudios topográficos	107
4.2.1.	Del levantamiento planimétrico	107
4.3.	De los estudios hidrológicos	110
4.3.1.	Precipitación media máxima en la zona de estudio	110
4.3.2.	Régimen de máximas avenidas y extraordinarias	111
4.4.	De los estudios Geotécnicos o de Mecánica de suelos	112
4.4.1.	Perfil estratigráfico	112
4.4.2	Capacidad portante.....	114
4.5.	De los estudios Hidráulicos	114
4.5.1.	Altura del tablero de puente.....	114
4.5.2.	Alineación del puente respecto de la corriente.....	114
4.5.3.	Profundidad de la socavación	115
4.5.3.1.	Cálculo de la socavación general (Lischtvan-Lebediev)	116
4.5.4.2	Cálculo de la socavación local en pilas (Laursen-Toch y Yaroslavtziev).....	119
4.6	De los estudios del diseño estructural	122
4.6.1	Consideraciones para el diseño	122
4.6.1.1	Deformaciones impuestas	122
4.6.1.2	Variaciones de temperatura.....	123
4.6.1.3	Cargas de viento	124
4.6.2	Metrado de cargas.....	124
4.6.2.1	Cargas muertas	124
4.6.3	Del diseño de la losa de piso.....	126
4.6.4	Diseño de los elementos de la viga reticulada.....	127
4.6.4.1	Diseño del montante	128
4.6.4.2	Diseño de la brida superior	131
4.6.4.3	Diseño de la brida inferior	134
4.6.4.4	Diseño del arriostre.....	136
4.6.4.5	Diseño del arriostre superior.....	140
4.6.4.6	Diseño del arriostre inferior.....	143

V.	DISCUSIÓN.....	146
5.1.	Ubicación del puente peatonal.....	146
5.1.1.	De las características topográficas	146
5.2.	Longitud del puente peatonal.....	147
5.3.	Caudal máximo, periodo de retorno, velocidad del cauce y tirante crítico.....	147
5.3.1.	Caudal máximo y periodo de retorno.....	147
5.3.2.	Velocidad del cauce y tirante Crítico	150
5.4.	Socavación total	151
5.5.	Profundidad de cimentación	151
5.6.	Tipo de losa	151
VI.	CONCLUSIONES.....	153
VII.	RECOMENDACIONES	154
VIII.	BIBLIOGRAFÍA.....	155
IX.	ANEXOS.....	157
9.1.	Topografía	157
9.2.	Mecánica de Suelos	157
9.3.	Cálculo de elementos estructurales	157
9.4.	Planos	157
9.5.	Presupuesto.....	157
9.6.	Evaluación de Impacto Ambiental.....	157

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA N° 1: CONTEO DE PERSONAS IN SITU.....	17
TABLA N° 2: CLASIFICACIÓN DE ESTUDIANTES POR LOCALIDAD	17
TABLA N° 3: COORDENADAS DE BM.....	18
TABLA N° 4: ÁREA DE LA CUENCA.	22
TABLA N° 5: COEFICIENTE DE COMPACIDAD O ÍNDICE DE GRAVELIUS.	24
TABLA N° 6: DENSIDAD DE DRENAJE.....	28
TABLA N° 7: CALICATAS	39
TABLA N° 8: VALOR DEL COEFICIENTE B	45
TABLA N° 9: VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS.....	45
TABLA N° 10: COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN μ	48
TABLA N° 11: VALORES DE Vc1 PARA SUELOS COHESIVOS EN M/SEG H= 1M.....	53
TABLA N° 12: VALORES DE Vc1 PARA SUELOS NO COHESIVOS EN M/SEG H=1M	53
TABLA N° 13: COEFICIENTE DE CORRECCIÓN QUE DEPENDE DE LA FORMA DE LA PILA, ES SOLO APLICABLE A LAS PILAS ORIENTADAS SEGÚN LA CORRIENTE.	57
TABLA N° 14: PROPIEDADES MECÁNICAS MÍNIMAS DE ACEROS ESTRUCTURALES PARA FORMA, RESISTENCIA Y ESPESOR.	71
TABLA N° 15: COEFICIENTE DE ARRASTRE LONGITUDINAL.....	74
TABLA N° 16: COEFICIENTE DE ARRASTRE TRANSVERSAL.....	74
TABLA N° 17: RANGOS DE TEMPERATURA.....	75
TABLA N° 18: REQUISITOS MÍNIMOS DE ANÁLISIS POR EFECTOS SÍSMICOS.	76
TABLA N° 19: FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES (IP).....	78
TABLA N° 20: FACTORES DE CARGA PARA GRADIENTE DE TEMPERATURA (ITG).....	79
TABLA N° 21: COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA.....	79
TABLA N° 22: MODULO DE ELASTICIDAD PARA LOS GRUPOS DE MADERA	80
TABLA N° 23: ESFUERZOS ADMISIBLES POR GRUPO	81
TABLA N° 24: VALORES DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA “K”	92
TABLA N° 25: PERFILES COMPACTOS O NO COMPACTOS	93
TABLA N° 26: DISEÑO POR CORTANTE.....	94
TABLA N° 27: CONTEO DE PERSONAS.....	102
TABLA N° 28: CONTEO DE ALUMNOS DE COLEGIOS INICIAL, PRIMARIO, SECUNDARIO Y DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO DEL DISTRITO DE CHONGOYAPE.....	105
TABLA N° 29: TOTAL DE BENEFICIARIOS	106
TABLA N° 30: ESTIMACIÓN DEL GASTO DE LA POBLACIÓN BENEFICIARIA.	106
TABLA N° 31: CARACTERÍSTICAS DEL SUELO A CIMENTAR.....	113
TABLA N° 32: VALORES MÁXIMOS DE T1 Y T2.....	123
TABLA N° 33: LISTA DE ESPECIES AGRUPADAS.....	126
TABLA N° 34: MÁXIMOS ESFUERZOS PARA DISEÑO EN MONTANTE.....	128
TABLA N° 35: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE LA MONTANTE.....	129
TABLA N° 36: MÁXIMOS ESFUERZOS PARA DISEÑO EN BRIDA SUPERIOR	131
TABLA N° 37: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE LA BRIDA SUPERIOR	133
TABLA N° 38: MÁXIMOS ESFUERZOS PARA DISEÑO DE LA BRIDA INFERIOR	134
TABLA N° 39: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE LA BRIDA INFERIOR	135
TABLA N° 40: MÁXIMOS ESFUERZOS PARA EL DISEÑO DE LOS ARRIOSTRES.....	137
TABLA N° 41: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DEL ARRIOSTRE.....	139

TABLA N° 42: MÁXIMOS ESFUERZOS PARA EL DISEÑO DE LOS ARRIOSTRES SUPERIORES.....	141
TABLA N° 43: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DEL ARRIOSTRE SUPERIOR.....	142
TABLA N° 44: MÁXIMOS ESFUERZOS PARA EL DISEÑO DE LOS ARRIOSTRES INFERIORES.....	143
TABLA N° 45: PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DEL ARRIOSTRE INFERIOR	144

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO N° 1: VARIABLES E INDICADORES	11
CUADRO N° 2: PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS QUEBRADA MAJIN	29
CUADRO N° 3: PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS QUEBRADA PALO BLANCO.....	30
CUADRO N° 4: PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS QUEBRADA ALMEDRAL.....	31
CUADRO N° 5: CALCULO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS (MM) EN LA ESTACIÓN PUCHACAPARA DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO, MEDIANTE DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS.....	33
CUADRO N° 6: CÁLCULO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS (MM) EN LA ESTACIÓN INCAHUASIPARA DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO, MEDIANTE DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS.....	33
CUADRO N° 7: CÁLCULO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS (MM) EN LA ESTACIÓN TOCMOCHEPARA DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO, MEDIANTE DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS.....	34
CUADRO N° 8: CÁLCULO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS (MM) EN LA ESTACIÓN TINAJONESPARA DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO, MEDIANTE DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS.....	34
CUADRO N° 9: CÁLCULO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS (MM) EN LA ESTACIÓN UDIMA PARA DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO, MEDIANTE DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS.....	35
CUADRO N° 10: CÁLCULO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS (MM) EN LA ESTACIÓN LLAMAPARA DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO, MEDIANTE DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS.....	35
CUADRO N° 11: CÁLCULO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS (MM) EN LA ESTACIÓN HUAMBOSPARA DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO, MEDIANTE DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS.....	36
CUADRO N° 12: CÁLCULO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS (MM) EN LA ESTACIÓN QUEROCOTILLO PARA DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO, MEDIANTE DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS.....	36
CUADRO N° 13: CUADRO RESUMEN DEL ANÁLISIS ESTADÍSTICO.	37
CUADRO N° 14: CLASIFICACIÓN DE LOS CAUCES DE LOS RÍOS	43
CUADRO N° 15: LISTA DE ESPECIES AGRUPADAS	82
CUADRO N° 16: MÉTODO POLÍGONO DE THIESSEN Y SUS PORCENTAJES DE PONDERACIÓN. .	111
CUADRO N° 17: PRECIPITACIONES MÁXIMAS AREALES EN LA SECCIÓN FINAL DE LA SUBCUENCA REQUERIDOS PARA DESARROLLAR EL MODELO DE PRECIPITACIÓN-ESCORRENTÍA.....	111
CUADRO N° 18: CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS AFORADOS Y ESTIMADOS DEL RIO CHANCAY A LA ALTURA DE LA BOCATOMA RACA RUMÍ.....	112
CUADRO N° 19: CAUDALES DE AVENIDAS POR PERIODO DE RETORNO (M ³ /S).....	150

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA N° 1: UBICACIÓN ZONA DE ESTUDIO	9
FIGURA N° 2: ACCESO A LA ZONA DE ESTUDIO	10
FIGURA N° 3: ÁREA DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	19
FIGURA N° 4: ESQUEMA PRELIMINAR DEL ÁREA DE ESTUDIO - SUBCUENCA JUANA RÍOS	19
FIGURA N° 5: CONFLUENCIA QDA. MAJIN - QDA PALO BLANCO.....	20
FIGURA N° 6: CUENCA 3D SUB CUENCA JUANA RÍOS, TRIBUTARIO AL CURSO PRINCIPAL RÍO CHANCAY - LAMBAYEQUE.	20
FIGURA N° 7: ÁREA Y PERÍMETRO DE LA CUENCA.....	22
FIGURA N° 8: ORDEN DE CORRIENTES.	23
FIGURA N° 9: LONGITUD DE MÁXIMO RECORRIDO.....	27
FIGURA N° 10: ESQUEMA HIDROGRÁFICO A SIMULAR EN LA SUBCUENCA JUANA RÍOS (JR) ..	38
FIGURA N° 11: UBICACIÓN DE LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.....	39
FIGURA N° 12: PUENTE REQUE (MARZO 1998)	42
FIGURA N° 13: VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA REAL DE LA CORRIENTE CON LA PROFUNDIDAD.	46
FIGURA N° 14: NÚMERO DE PILAS	47
FIGURA N° 15: ALINEACIÓN DE LA PILA CON EL FLUJO.....	56
FIGURA N° 16: RELACIÓN ENTRE LA EROSIÓN RELATIVA Y LA PROFUNDIDAD RELATIVA	56
FIGURA N° 17: METODO DE YAROSLAVTZIEV.....	61
FIGURA N° 18: GRÁFICO PARA EL CÁLCULO DE KV	62
FIGURA N° 19: GRÁFICA PARA EL CÁLCULO DE KH	63
FIGURA N° 20: COMPONENTES DE UN PUENTE	64
FIGURA N° 21: PUENTE DE VÍA INFERIOR.....	65
FIGURA N° 22: PUENTE DE VÍA SUPERIOR	65
FIGURA N° 23: PUENTES DE VIGA SIMPLEMENTE APOYADOS	66
FIGURA N° 24: PUENTE DE VIGAS CONTINUAS	66
FIGURA N° 25: PUENTE DE VIGAS PARCIALMENTE CONTINUAS.....	66
FIGURA N° 26: PUENTES DE ESTRUCTURA PORTICADA	67
FIGURA N° 27: PUENTES TIPO ARCO.....	68
FIGURA N° 28: PUENTE RETICULADO.....	69
FIGURA N° 29: PUENTE COLGANTE.....	69
FIGURA N° 30: PUENTE ATIRANTADO.....	70
FIGURA N° 31: VIGA SOMETIDA A MOMENTOS FLEXIONANTE.....	86
FIGURA N° 32: CURVAS DE MOMENTO-DEFLEXIÓN EN VIGAS	88
FIGURA N° 33: LONGITUD EFECTIVA DE ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIAL	92
FIGURA N° 34: FUERZAS EN SENTIDO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.....	97
FIGURA N° 35: TIPOS DE PILARES	97
FIGURA N° 36: FORMAS DE PILARES	98
FIGURA N° 37: CURVAS DE NIVEL DE ÁREA DE ESTUDIO.	107
FIGURA N° 38: PERFILES LONGITUDINALES PARALELAS A ESTRUCTURA DE BADÉN.....	108
FIGURA N° 39: PERFILES LONGITUDINALES PERPENDICULARES A ESTRUCTURA DE BADÉN.	109
FIGURA N° 40: LONGITUD HORIZONTAL DE ANCHO DE CAUCE.....	109
FIGURA N° 41: ALTERNATIVAS PARA UBICAR LA SUB ESTRUCTURA DEL PUENTE	110
FIGURA N° 42: PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....	114
FIGURA N° 43: DIRECCIÓN DE LA CORRIENTE CON RESPECTO A LAS PILAS.....	115

FIGURA N° 44: PROPIEDADES DE LA ESTRATIGRAFÍA DEL SUELO DE FUNDACIÓN	115
FIGURA N° 45: CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DE ACERO DEL PUENTE	124
FIGURA N° 46: CARGA POR ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	125
FIGURA N° 47: PRESIÓN BARLOVENTO.....	125
FIGURA N° 48: PRESIÓN SOTAVENTO	126
FIGURA N° 49: CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DEL MONTANTE	130
FIGURA N° 50: CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DE LA BRIDA SUPERIOR.....	133
FIGURA N° 51: CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DE LA BRIDA INFERIOR.....	136
FIGURA N° 52: CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DE ARRIOSTRE	139
FIGURA N° 53: CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DEL ARRIOSTRE SUPERIOR	142
FIGURA N° 54: CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DEL ARRIOSTRE INFERIOR.....	144
FIGURA N° 55: DIFERENCIAS DE RELIEVE EN AMBOS EXTREMOS DEL BADÉN.....	146
FIGURA N° 56: MÉTODOS ESTADÍSTICOS-LOG NORMAL.....	148
FIGURA N° 57: MÉTODOS ESTADÍSTICOS-MÉTODO GUMBEL	148
FIGURA N° 58: MÉTODOS ESTADÍSTICOS-MÉTODO PEARSON	149
FIGURA N° 59: CAUDAL DE DISEÑO - MÉTODOS ESTADÍSTICOS	149
FIGURA N° 59: CÁLCULO DEL TIRANTE CRÍTICO	150
FIGURA N° 61: ISOMÉTRICO DE ENTABLADO Y CORREAS	152

I. INTRODUCCIÓN

Los puentes peatonales son parte de la infraestructura vial que permite el cruce de cualquier clase de cuerpos de agua y obstáculos que ponen en riesgo la integridad física de un peatón. MTC [1]

En el sector Juana Ríos del distrito de Chongoyape, existe un cauce natural, que interfiere la carretera Nacional (PE-6A) a través de un badén; ésta estructura de concreto armado facilita el tránsito de los vehículos más no de los peatones, debido al permanente tirante de agua que fluctúa entre los 10 – 15 cm sobre el badén. Esta situación genera un malestar en los pobladores del distrito de Chongoyape y los centros poblados que diariamente cruzan el cauce con la finalidad de realizar sus actividades: agrícolas, ganaderas y comerciales; sobre todo los más afectados son los estudiantes del nivel inicial, primaria, secundaria y del instituto superior pedagógico de Chongoyape.

De acuerdo al conteo realizado in situ durante una semana, son aproximadamente 829 pobladores que cruzan diariamente el cauce. Ante este contexto, el presente trabajo de investigación propone el diseño de un puente peatonal como alternativa de solución, para mejorar el servicio de la transitabilidad entre los habitantes de los centros poblados con la ciudad de Chongoyape. Este proyecto beneficiará económicamente a los pobladores, puesto que el gasto generado diariamente es S/3.00 nuevos soles por poblador, estimando un gasto anual de S/1'666.440 nuevos soles; pero ese valor económico no es tan considerable si se tiene en cuenta el riesgo de la integridad física a la que se exponen al cruzar el cauce. Asimismo el proyecto complementa el diseño geométrico de la carretera nacional PE-6A, que según MTC [1] en la sección 209.03, especifica la ejecución de obras complementarias en zonas rurales con la finalidad de facilitar el tránsito para los peatones.

Por tanto, el objetivo principal de la investigación, mejorar la transitabilidad peatonal a través un puente peatonal que cruce el cauce natural, Juana Ríos, ubicado en el distrito de Chongoyape, para ello se tendrá que realizar estudios hidrológicos, estudios hidráulicos, topografía; además realizar el estudio de mecánica de suelos, el análisis y diseño estructural y finalmente evaluar el impacto ambiental que ocasionaría dicha obra.

El proyecto es analizado y diseñado teniendo en cuenta la normativa Nacional e Internacional vigente con las consideraciones constructivas propias del medio regional, beneficiando a los pobladores con una propuesta técnica y económica de acuerdo a la economía de nuestro país.

Para la ubicación de la subestructura, se tomó en cuenta:

- ✓ Los estudios hidrológicos para determinar las características de la cuenca como: el área, la pendiente, la escorrentía y el caudal que pasa por el punto de control. Estos estudios fueron extraídos de Tejada[2].
- ✓ Los estudios hidráulicos sirvieron para determinar parámetros de socavación general, socavación en las pilas y socavación por contracción.
- ✓ Los estudios topográficos a 150 m de los costados de la estructura del badén, se realizaron trazos de secciones cada 20 metros para visualizar el relieve del terreno.

Con estos estudios, se propone, ubicar la subestructura del puente aguas arriba del badén, para utilizar la estructura de concreto armado como una defensa al efecto erosivo del agua que se origina en las pilas y aprovechar el relieve llano en esta zona para reducir el gasto económico en la partida de movimiento de tierras.

En el diseño de la losa o tablero de circulación peatonal, se tomó en cuenta la carga a la que estará expuesta, que según el MTC [3], estipula una carga viva uniformemente repartida de 5 KN/m² (510kgf/m²). Por otro lado, la losa del puente se diseñó con tabloncillos de madera tornillo de un espesor $e=2''$ teniendo en cuenta una carga muerta de 22.5 kg/m²; siendo esta una estructura ligera que genera grandes ventajas, que además es fácil su transporte, manejo e instalación; evitando el gasto de encofrados y concreto.

Para el diseño de las vigas principales, se consideró dos alternativas de solución: la primera, por vigas de acero con una sección de tipo W, que al realizar el análisis estructural con la ayuda del programa SAP 2000, se verificó las deflexiones; que según el MTC [3] en la sección 2.9.1.3.9.7.1 (cargas vehiculares y/o peatonales) considera una deflexión máxima $L/500$, asimismo al modelar ésta superestructura de 50.00 m de luz, se obtiene deformaciones muy elevadas; ante estos resultados el peralte de las vigas se tenía que aumentar a 1.65 m, siendo estas difíciles de manipular; por lo tanto, se optó por reducir la distancia entre pilas obteniendo luces de 25 m (peralte de vigas de 1.00 m), siendo estas más fáciles de utilizar, sin embargo el número de pilares aumentaría incrementando el presupuesto. La segunda, es una estructura de acero del tipo reticulada, donde sus elementos trabajan sólo a esfuerzos axiales cubriendo una luz de 40.00m, logrando así reducir el número de pilas y por consiguiente el monto del presupuesto. Es así que en esta investigación se optó por una estructura reticulada de acero.

La subestructura, está formada por los pilares y cimientos: los pilares tienen un ángulo, $\theta = 19^\circ$, de incidencia con la corriente de agua, donde se optó por utilizar pilares del tipo II, puesto que en este tipo de pilar su erosión local es menor que una rectangular.

En las cimentaciones, se determinó la profundidad teniendo en cuenta la socavación

producida por la erosión general o normal, erosión por estrechamiento de la sección y erosión local en pilas dando como resultado una profundidad de socavación total de 1.60 m; asimismo se tomó en cuenta la capacidad portante de los estratos del suelo, en la que se consideró utilizar cimientos con una profundidad de 4.00 m por debajo del nivel de terreno natural, a esa profundidad se tiene una capacidad portante de 3.00 Kg/ cm².

La investigación es pertinente puesto que propone una alternativa de solución para mejorar la calidad de vida de los pobladores, de las localidades: Juana Ríos, La Ramada, Pueblo Viejo, Piedra Parada, Tinajones, El Mirador, Tierras Blancas, Jacobita; facilitando el desarrollo de sus actividades cotidianas.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del problema

Entre los diversos estudios de investigaciones en relación al tema a tratar “Mejoramiento de la transitabilidad peatonal a través de un puente en el sector Juana Ríos distrito de Chongoyape-Chiclayo-Lambayeque 2015” tenemos:

H. Tejada Espinosa, Estudio hidrológico de maximas avenidas de la sub Cuenca Juana - Ríos Chancay - Lambayeque, Lambayeque: Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Facultad de Ingeniería, 2014.

El presente proyecto manifiesta que la autoridad nacional del agua (ANA), en el proyecto de modernización de la gestión de los recursos hídricos, con el informe técnico del segundo monitoreo anual-2012 participativo de la calidad del agua superficial en la cuenca Chancay-Lambayeque; describe a la quebrada Juana ríos como una de las principales 20 sub cuencas tributarias del río Chancay; puesto que es alimentada por dos quebradas importantes: Palo Blanco y Majin; donde el gran caudal que éstas proporcionan, provoca que la quebrada Juana Ríos se desborde de su cauce natural específicamente en el tramo de la carretera que une Chiclayo con Chongoyape, quedando totalmente interrumpido el tránsito peatonal entre los centros poblados: Juana Ríos, La Ramada, Pueblo Viejo, Piedra Parada, Tinajones, El mirador, Tierras Blancas con el distrito de Chongoyape, puesto que este cauce natural los divide.

Asimismo, en esta investigación se realizó un estudio hidrológico de la sub cuenca Juana Ríos, donde se analizó el comportamiento hídrico de dicha zona, con el interés de planificar proyectos de ingeniería, que permitan mitigar el impacto negativo en términos de efectos sociales y económicos como: desbordes, inundaciones y paralización del tránsito en el sector Juana Ríos; además, en este estudio se obtuvo como resultado la descarga máxima de la sub cuenca Juana Ríos en la confluencia con el río Chancay – Lambayeque para un periodo de retorno de 50 años un caudal igual a 400 m³/s, en donde el aporte de la quebrada Majin es de 208.41 m³/s y de la quebrada Palo Blanco contribuye un caudal de 191.22 m³/s. Esta información ha permitido recomendar el tratamiento, principalmente de la Sub cuenca Juana Ríos, mediante la proyección de presas de laminación (presas de embalse), una en la quebrada Majin y otra en la quebrada Palo Blanco.

M. E. Vences Rojas, Diseño Estructural del puente Lima sobre el canal vía, Sullana, Piura: Tesis de pregrado, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, 2004.

El presente proyecto indica que el puente Lima es una obra de gran importancia para el desarrollo vial del país, pues, permite la comunicación vial urbana entre la ciudad de Sullana con sus Asentamientos Humanos y el distrito de Bellavista, la cual se hace a través de una vía a depresión y con un alto volumen de tránsito vehicular en esta zona. El inconveniente de esta vía a depresión es en épocas de lluvias, donde se inunda debido a su construcción que fue hecha bajo la concepción de un drenaje de aguas pluviales (Canal Vía).

El diseño integral del puente Lima está basado en una racionalización de la solución geométrica propuesta para cruces en vías urbanas; asimismo, su análisis estructural se desarrolló mediante un procesador electrónico, tomando en cuenta las normas de diseño para puentes, gracias a esto se pudo analizar y optimizar todos los elementos que conforman la superestructura e infraestructura.

F. J. Peralta Peralta, Diseño estructural de puentes Peatonales sobre la autopista Pimentel-Chiclayo, Pimentel, Universidad Señor de Sipan Universidad Señor de Sipan, Facultad de Ingeniería Arquitectura y Urbanismo: Tesis de pregrado, 2018.

El siguiente estudio menciona que la construcción de los puentes es importante para cubrir luces en el tránsito de peatones, mediante estructuras denominados puentes peatonales a la salida de lugares donde se reúnen personas para diferentes fines (mercados, metros, lugares de reunión, salida de autobuses o unión de distritos); además dan seguridad al momento de cruzar una pista; por otro lado las longitudes de los puentes peatonales, son cada vez de mayor distancia entre soportes, debido a la mejora en la calidad de los materiales en su construcción, y a programas de cómputo que permiten su modelación para poder diseñarlo; son estructuras de esencial importancia para el tránsito peatonal.

Rodríguez, D. F., & Rodríguez, D. D. (2010). Diseño y simulación de un puente de acero mediante SAP 2000. Universidad Politécnica Salesiana, Facultad de Ingeniería. Quito, Ecuador: Universidad Politécnica Salesiana.

El presente trabajo se enfoca en el diseño y simulación de un puente peatonal de acero sujeto bajo las normas del distrito metropolitano de Quito a cargo de la empresa metropolitana de obras públicas EMOP-Q así como el alineamiento de la norma AASHTO (Norma Americana de Construcción de Caminos y Carreteras). Para el cálculo del puente peatonal se ha considerado las cargas vivas recomendadas por la norma, adicionalmente se ha tomado en cuenta la carga sisma actuante en la estructura calculada bajo el código ecuatoriano de la

construcción en el capítulo 12 referente al peligro sísmico espectro de diseño y requisitos mínimos de cálculos para diseño sismo resistente. La forma del cálculo estructural ha sido mediante la aplicación de la ecuación de los cinco giros de Clapeyron y el cálculo de momentos por el método de cadena abierta desarrollada por el Ing. Alejandro Segovia profesor de la Universidad Central del Ecuador, aplicados principalmente para estructuras cerradas desplazables en nuestro caso por la acción del corte basal en sentido horizontal a nivel del dintel por efecto sísmico. Los resultados que han sido obtenidos en el cálculo por los diferentes métodos han sido comprobados con la ayuda del SAP 2000, la variación mínima de resultados se debe a que este paquete informático utiliza la Teoría de Elementos Finitos siendo este mucho más desarrollado a diferencia de los métodos tradicionales de cálculo”.

E. Alvarez Trujillo, Ayudas de diseño para Puentes de losa, Santa Clara: Tesis de pregrado, Facultad de Construcciones, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, 2010.

La investigación menciona que los puentes son toda estructura vial destinada al cruce de algún accidente como: río, vía férrea, carretera, quebrada, etc. y que tenga una longitud, para su luz principal, mayor o igual que 6 m; éstos se deben diseñar considerando los estados límites, a fin de lograr los objetivos de seguridad y servicio, teniendo en cuenta los aspectos relacionados con la economía y estética. La metodología de diseño estructural ha ido evolucionando a lo largo del tiempo en todo el mundo, dicha evolución se ha apoyado en el mayor conocimiento de los materiales y la utilización de mejores y más precisos métodos de análisis que han permitido mejorar los modelos estructurales a fin de aproximarlos más a la realidad.

2.2. Bases Teórico científicas

“Manual de diseño de puentes, Perú: Ministerio De Transportes y Comunicaciones, 2016.”

El MTC, como ente regulador y con función normativa, publica los documentos técnicos legales necesarios para el diseño de los proyectos que se ejecuten en el territorio nacional, dando las directrices sobre consideración de cargas, métodos, resistencia de materiales, y otros aspectos necesarios en construcción y/o mantenimiento de puentes.

“LRFD Bridge Design Specification. 2004. Estados Unidos: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).”

Estas especificaciones contienen los requisitos para el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. Los requisitos de diseño de estas especificaciones emplean la metodología del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Los factores fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras.

“Manual técnico METALDECK, Colombia: Acesco, 2012.”

El organismo Steel Deck Institute (SDI), Instituto de la cubierta de acero, elabora este manual con la finalidad de llevar la uniformidad de las prácticas de diseño, fabricación, control de calidad y de construcción aplicables a la cubierta de acero conformado en frío. Este Manual cumple con los requisitos de la nueva norma norteamericana ANSI / AISI S310-2013 para el diseño de paneles perfilados de acero de diafragma.

“Manual of Steel Construction – Load & Resistance Factor Design. 1994. Estados Unidos: American Institute of Steel Construction Inc. Instituto Americano del Acero de la Construcción (AISC).”

Este manual ha realizado un control continuo de la industria del acero estructural para determinar las prácticas estándares, y a partir de 1924 ha publicado su código de práctica normalizada. Las prácticas definidas en este código han sido adoptadas por el AISC como las normas comúnmente aceptadas por la industria del acero estructural. En ausencia de otras instrucciones en la documentación técnica, las prácticas definidas en este código de práctica normalizada gobiernan la fabricación y construcción de estructuras de acero estructural.

La intención del AISC a través del código de práctica normalizada, es proporcionar a los propietarios, arquitectos, ingenieros, contratistas y demás personas asociadas con la construcción un marco útil para lograr un entendimiento común de las normas aceptables al contratar una construcción de acero estructural.

Esta bibliografía es de gran importancia en la ejecución de la investigación pues proporcionará datos referentes a los perfiles de acero y las características necesarias para el diseño del panel modular del puente para casos de emergencia, de acuerdo al método del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), junto con todas las especificaciones que se requerirán en el diseño y construcción.

“Norma técnica Suelos y Cimentaciones E 050. 2018. Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción.”

El objetivo de esta norma es establecer los requisitos para la ejecución de estudios de mecánica de suelos (EMS), con los fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

“Norma técnica de edificación Concreto Armado E060.2009. Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción.”

Esta Norma contiene los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de la calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, pre esforzado y simple.

“Norma técnica Estructuras Metálica E090.2008. Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción.”

Esta norma aplicada en edificaciones para estructuras metálicas con el método LRFD y ASD, sirve como documento técnico de referencia obligatorio en todo el país. Se considerará para los perfiles metálicos que conformará la estructura del puente.

“Norma técnica Madera E.010. 2006. Perú: Ministerio de Vivienda y Construcción.”

Esta Norma establece el agrupamiento de las maderas para uso estructural, en tres clases denominadas A, B y C y fija los requisitos y procedimientos que se deberá seguir para la incorporación de especies a los grupos establecidos. Este documento brinda las consideraciones técnicas que se tendrán en cuenta para proyectos de madera de duración indeterminada. Para el caso de la presente tesis, será considera para el diseño del tablero del puente.

“Código de soldadura de puentes ANSI/AASHTO/AWS D1.5. 2002. Estados Unidos: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).”

Esta norma cubre los requisitos de fabricación por medio de soldadura aplicables a los puentes de carreteras, y debe ser usado conjuntamente con la especificación estándar para puentes de carreteras AASHTO o la especificación AASHTO para el diseño de puentes LRFD.

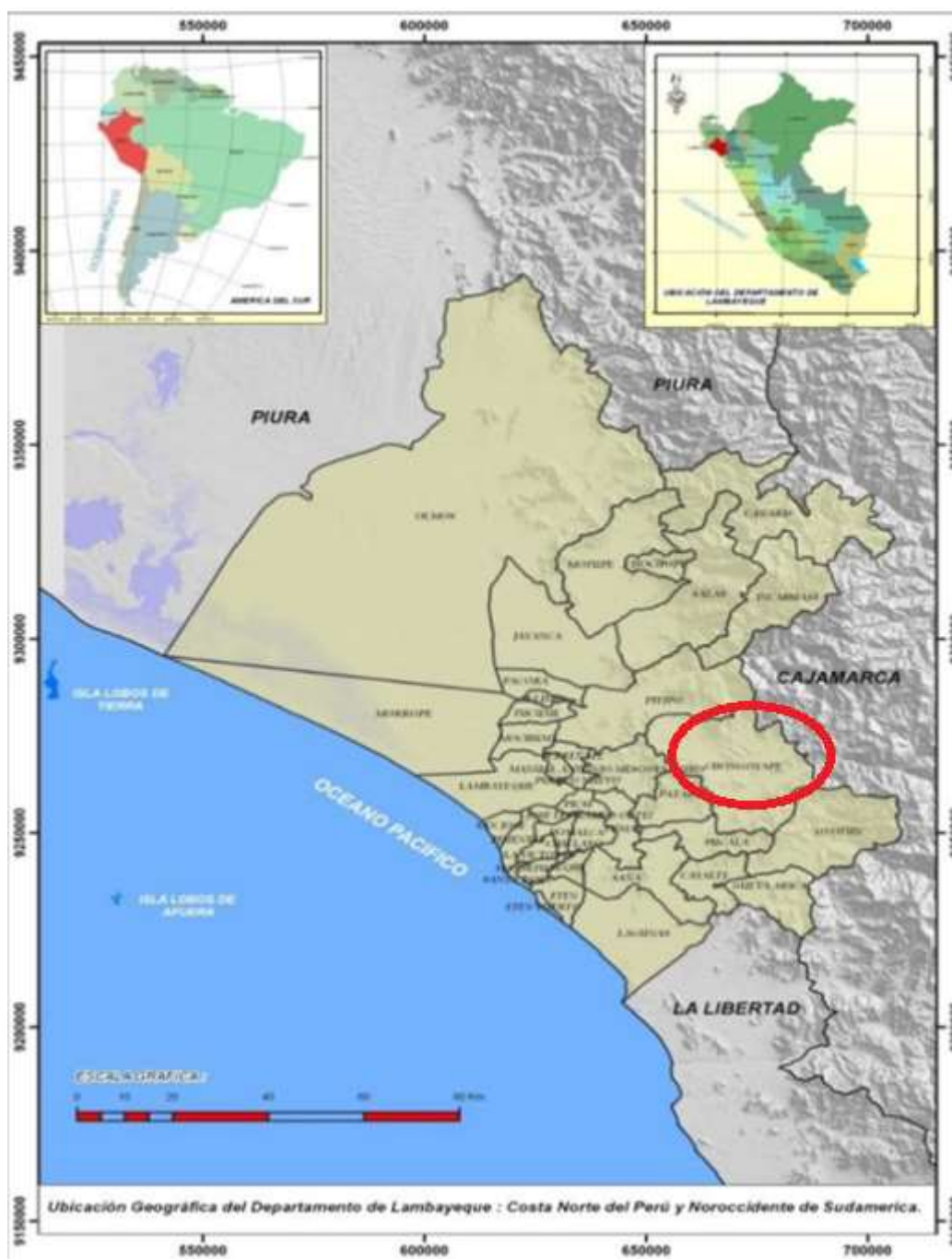
III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Aspectos Generales

3.1.1. Ubicación del proyecto

El ámbito de estudio pertenece al distrito de Chongoyape, provincia de Chiclayo, específicamente en el cruce entre la quebrada Juana Ríos y la carretera Nacional 6A, que une las provincias de Chiclayo – Chota.

Figura N° 1: Ubicación zona de estudio



Fuente:[2]

Se accede desde la ciudad de Chiclayo por la carretera Nacional 6A, pasando por los distritos: Pomalca, Tumán, Pátapo, Posope, La Cría y Cuculí. El recorrido total es de 60 km, con un tiempo de 40 min en camioneta y de una hora en transporte urbano.

Figura N° 2: Acceso a la zona de estudio



Fuente: Elaboración propia

3.2. Diseño de investigación

3.2.1. Tipo de investigación

La presente investigación se puede clasificar:

- De acuerdo al diseño de investigación es de tipo descriptiva, ya que solo busca definir en términos claros y específicos, la toma de datos e informar apropiadamente los resultados.
- De acuerdo al fin que persigue es aplicada, puesto que parte de un problema concreto e identificable, y de este modo define una solución práctica.

3.3. Operacionalización de variables

Cuadro N° 1: Variables e indicadores

VARIABLES		DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	
INDEPENDIENTE	DEPENDIENTE				
MEJORAMIENTO DEL TRANSITO PEATONAL	ESTUDIOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO	Topografía	Perfil topográfico del terreno	Instrumentos topográficos	
			Curvas de nivel del terreno	Programa AUTOCAD CIVIL 3D	
		Mecánica de suelos	Perfil estratigráfico del suelo	Clasificación AASHTO - SUCS	
			Capacidad portante del suelo	Ensayo de penetración estándar	
			Salinidad del suelo	Análisis químico del suelo	
		Evaluación hidrológica e hidráulica	Caudal máximo de diseño	Métodos descriptivos	
			Socavación		
	Nivel máximo de agua		Manuales de diseño		
	Nivel mínimo del tablero				
	Riesgo sísmico	Zonificación sísmica.	RNE		
	ANTEPROYECTO	Diseño estructural del puente	Cargas	Guía de especificaciones para puentes peatonales Norma AASHTO	
			Tipo de estructura	Manual de diseño de puentes	
		Costo, presupuesto y cronograma	Metrado	planos de diseño	
			Costos unitarios	Programa S10	
			Diagrama de Gant	Programa MS Project	
		Planos	Arquitectura	plantas, cortes	AutoCAD
				Elevaciones	
			Estructuras	Cimentaciones	Memoria de cálculo
Detalles de estructura	AutoCAD				
Evaluación de impacto ambiental		Análisis de datos			

Fuente: Elaboración propia

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Las técnicas y métodos utilizados para la realización de la presente investigación son las siguientes:

3.4.1. Técnicas

- **La observación.** Para recolectar información de las ventajas y desventajas que presenta el área de estudio.
- **Trabajos de campo.** En el que se realizó un levantamiento planímetro Con estación total y ensayos de penetración estándar (SPT), con lo que se obtuvo información valiosa referente a la topografía y mecánica de suelos respectivamente.
- **Entrevista.** A los pobladores de la zona para obtener información histórica acerca de las huellas de nivel que deja la superficie del agua, dejadas por crecidas extraordinarias en el área de estudio del proyecto.
- **Análisis del contenido de documentos y bibliografía.** Mediante el análisis y síntesis de la información contenida en la normativa nacional vigente y aplicable al estudio; así como también, de la bibliografía relacionada al diseño estructural, hidrología e hidráulica puesto que la estructura se proyecta sobre un cauce natural.

3.4.2. Instrumentos

Para la investigación se utilizó los siguientes instrumentos:

Ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos:

- **Granulometría**

- Tamices:

Serie: 3/8” N°4,N°10,N°20,N°40,N°60,,N°140,N°200.

Marca: U.S.A. STANDARD TEST SIEVE-ELE INTERNATIONAL.

Material: Acero inoxidable.

- Balanza de funcionamiento no automático:

Marca: OHAUS.

Modelo: CP4102.

Serie: B350114629.

Capacidad máxima: 4100 gr.

División de escala: 0.01gr.

División de verificación: 0.1 gr.

- **Límite de Atterberg.**

- Copa de casa grande

Marca: TAMIEQUIPOS LTDA

Modelo: TCP005.

Serie: 520.

- **Contenido de humedad**

- Horno de secado:

Marca: ELE INTERNATIONAL U.S.A.

Serie: B231ER-00092.

Temperatura máxima: 350 °C.

- **Peso específico**

- Fiola de vidrio:

Marca:Kyntel.

Modelo: PE5073.4.

Peso: 178.08 gr.

- **Ensayo de SPT**

- Máquina de SPT.

Marca: ELE INTERNATIONAL U.S.A.

Serie: 025060-3B.

Peso de martillo: 63.5 kg.

- **Topografía**

- Estación total

Modelo: SET-550RX

Medición de ángulos

Precisión: 5"

Método de lectura: Absoluto

Compensación: Compensador de doble eje

TELESCOPIO

Longitud: 171 mm

Diámetro del objetivo: 45 mm

Aumento de lente: 30 X

Imagen: Recta

Campo visual: 1°30' (26m/1,000m)

Distancia min de enfoque: 1.3 mm

Medición de distancias: modo prisma

01 Prisma: 4,000 mts.

03 Prismas: 5,000 mts.

Precisión de medida: (2+2ppm x D) mm

Tiempo de medición

Grueso: 0.9 seg.

Fino: 0.3 seg.

Continuo: 0.7 seg.

Display

Pantalla: Monocromática

Tipo de pantalla: LCD

Tipo de teclado: Alfa - numérico

Tiempo de trabajo

Almacenamiento: 10,000 pts

Incluyendo la medición: EDM

Medición de ángulos: 36 horas aprox.

Tiempo de recarga: 2 a 3 horas

Tipo de batería: Batería Recargable Li-ion

Interfase: bajada de data

Cable USB: Sí

Memoria USB: Sí (Hasta 8Gb)

Bluetooth (sin cable): Sí

Especificaciones físicas

Plomada óptica: Sí

Plomada laser: Opcional

Peso incluido la batería: 5.6 Kg.

Protección: IP66 (IEC 60529:2001)

Rango de temperatura: -20 °C a +50 °C

- GPS MAP 62S marca Garmin, este dispositivo de mano con conectividad inalámbrica, cuenta con una pantalla 2.6”, antena GPS Quadrifilar Helix de alta sensibilidad para una recepción incomparable.
- Prisma
- Jalón
- Wincha
- Programas de cómputos y software.
 - AutoCAD 2015.
 - SAP2000 16.
 - Microsoft Office 2010: Excel, Word, Power Point.
 - Ms Project 2010.
 - AutoCAD Civil 3d
 - ARCGIS

3.5. Plan de procesamiento y análisis de datos

De las normativas peruanas vigentes y manuales tenemos: norma concreto Armado E-060, norma de suelos y cimentaciones E-050, norma de cargas E-020, norma de madera E-010, manual de diseño de puentes, manual de hidrología e hidráulica del Ministerio de Transportes y Comunicaciones; estos permiten determinar el método del análisis de diseño estructural; las cargas que actúan en la estructura y los parámetros hidrológicos e hidráulicos.

- **Trabajos de gabinete:** Relacionados con el procesamiento de datos topográficos con el uso de programas como: Excel, AutoCAD Civil 3d; para realizar los perfiles longitudinales y transversales de la topografía del terreno.
- **Trabajos en laboratorio de mecánica de suelos:** con la finalidad de encontrar las características del suelo mediante: la granulometría, estratigrafía, salinidad, peso específico, capacidad portante del suelo y análisis químico del agua. Para esto se utilizó las instalaciones del laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.
- **Análisis estructural:** para el diseño estructural del puente se realizó mediante la ayuda del programa SAP 2000, para obtener los esfuerzos actuantes en los diferentes elementos de la estructura.

3.6. Metodología

3.6.1. Estudio de tráfico peatonal

La transitabilidad peatonal entre los habitantes de la ciudad de Chongoyape y de los centros poblados Juana Ríos, La Ramada, Pueblo Viejo, Piedra Parada, Tinajones, El Mirador, Tierras Blancas, Jacobita entre otros, se realiza a través del único medio de acceso, el badén denominado Juana Ríos, pero este se encuentra afectado, debido a la presencia permanente de un tirante promedio de agua que fluctúa entre 10 – 15 cm durante todo el año; esto ha originado la formación de musgos y algas sobre la estructura de concreto armado del badén, lo cual la hace muy resbaladiza a la hora de cruzarlo; tal situación origina un álgido problema económico a los pobladores para realizar sus diferentes actividades, de los cuales los más afectados son los niños y los ancianos que diariamente deben acudir a los centros educativos, centros de salud y a la zona comercial que se encuentran aproximadamente entre 800 - 1000 metros. Esto genera pérdida de tiempo y malestar en la economía de los pobladores, impidiendo el desarrollo social, económico y cultural de los centros poblados. Dicha situación se agudiza aún más con la presencia del fenómeno “EL NIÑO”.

Fotografía N° 1: Situación actual del Badén Juana Ríos, presencia de Musgos y algas



Fuente: Elaboración propia

3.6.1.1. Conteo de personas que cruzan el cauce

Se elaboró una tabla para realizar el conteo de peatones que cruzan a diario el cauce. Esto se realizó en una semana, en horas donde se estimó el mayor flujo de peatones; se contabilizó el total de personas que han cruzado el cauce en ambas direcciones, clasificándoles como “adulto” y “Niños en edad escolar”. A los adultos se les agrupaba de acuerdo a su género, tal como se muestra en la Tabla N° 1:

Tabla N° 1: Censo de Personas in situ

CONTEO DE PERSONAS					
CIUDAD		CHONGOYAPE		FECHA	08-ago-16
UBICACIÓN		JUANA RIOS			
Intervalo de tiempo		ADULTOS		Niños en edad escolar	Total
		Varón	Mujer		
06:30	08:30				
08:30	10:30				
12:00	03:00				
04:30	06:30				
		TOTAL			

Fuente: Elaboración propia

También se visitó las instituciones educativas públicas: inicial, primaria, secundaria y el Instituto superior Tecnológica de Chongoyape, en los que se obtuvo el número de niños y adolescentes matriculados, luego se procedió a clasificar a los estudiantes de acuerdo a la localidad donde residen. A continuación, se muestra la Tabla N° 2 con la que se clasificó a los estudiantes

Tabla N° 2: Clasificación de estudiantes por localidad

Localidad	Grado	COLEGIOS										INSTITUTO SUPERIOR TECNOLÓGICO	Total por caserío				
		INICIAL			PRIMARIO						SECUNDARIO						
		3 año	4 año	5 año	1 Gra	2 Gra	3 Gra	4 Gra	5 Gra	6 Gra	1 Año			2 Año	3 Año	4 Año	5 Año
Zapotál																	
Caserío Casupe																	
Cas. Racarumi																	
Piedra Parada																	
Carniche																	
Juana Ríos																	
Majín																	
paredones																	
Colmenas																	
Overazal																	
Tierras Blancas																	
Cuculí																	
Desaguadero																	
Chingana																	
Tinajones																	
carrizal																	
Puente Mal Paso																	
Alto Perú																	
Mirador																	
Mulato																	
Tabacal																	
Tablazos																	
Chongoyape																	
Total																	

Fuente: Elaboración propia

3.6.2. Estudio topográfico

El trabajo, consistió en realizar in situ, el levantamiento planimétrico general; según el MTC [3] menciona que se debe realizar mediciones a 100 metros a cada lado de la ubicación del puente. Este levantamiento planimétrico permitió elaborar planos topográficos con

curvas de nivel a 1 metro, secciones transversales y perfiles longitudinales del área de estudio; proporcionando información de base para los estudios posteriores como: hidrología, hidráulica, geología, geotecnia; así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.

El levantamiento topográfico, partió de una cota absoluta que ha sido monumentada de concreto cerca al badén, cuando se ejecutó la carretera Chiclayo – Chota; lo cual cuenta con las siguientes coordenadas UTM.

Tabla N° 3: Coordenadas de BM

Punto	Este	Norte	altitud
BM	676665	9266706	213

Fuente: Elaboración propia

Fotografía N° 2: Ubicación monumentada del BM.



Fuente: Elaboración propia

El área total donde se hizo el levantamiento topográfico, es la que se muestra en la Figura N° 3.

Figura N° 3: Área de levantamiento topográfico



Fuente: Elaboración propia

El método utilizado para la toma de datos fue el de radiación; a partir de los vértices de una poligonal cerrada. En el Anexo 01 muestra los datos obtenidos.

3.6.3. Estudios Hidrológicos

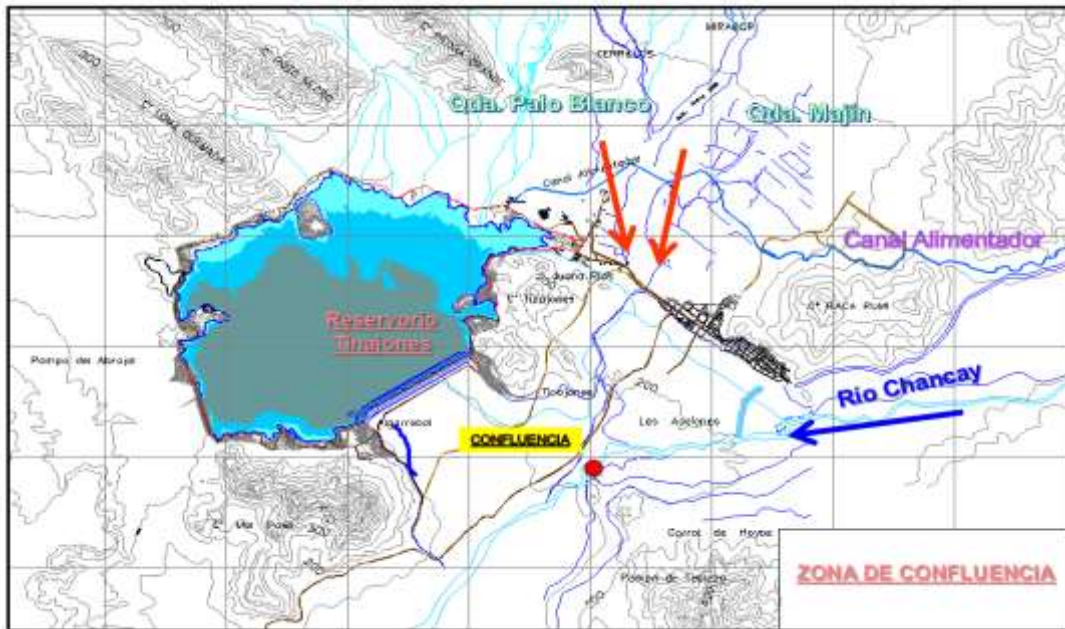
Los objetivos de los estudios hidrológicos según el MTC [3] son: establecer los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias en el área de estudio del proyecto. Para la obtención de estos datos se delimitó la cuenca hidrográfica, luego se determinó las características: físicas, morfológicas, las llanuras de inundación, la estabilidad estática o dinámica y el aporte de escombros; todo ello permitió pre-establecer las condiciones a las que estará expuesta la subestructura del puente. En las siguientes figuras se muestran las sub cuencas y las quebradas más importantes que contribuyen al caudal.

Figura N° 4: Esquema preliminar del área de estudio - Subcuenca Juana Ríos



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 5: Confluencia Qda. Majin - Qda Palo Blanco



Fuente:[2]

Figura N° 6: Cuenca 3D Sub cuenca Juana Ríos, tributario al curso principal Río Chancay - Lambayeque.



Fuente:[2]

3.6.3.1. Sistema hidrográfico de la Sub cuenca Juana Ríos

Según Tejada[2], indica que la sub cuenca Juana Ríos desemboca en el río Chancay - Lambayeque por el margen Derecho. La cuenca recolectora de dicha quebrada tiene sus orígenes del curso principal, cerca de la laguna Clara y Oscura; aproximadamente a un nivel de 3900 msnm y en la parte más baja a 65 msnm. Sus aguas tienen una dirección suroeste; su curso principal se localiza en las coordenadas este de 695275 a 67592 y norte de 9291165 a 9263812.

La longitud total del curso principal es de 43 Km, resultando una pendiente media de 0.0825 y un área de drenaje de 332.30 km².

En su recorrido la sub cuenca tiene diversos nombres: en la parte alta llamada Lucupis, que pertenecen al distrito de San Juan de Lucupis – Chota, en la parte media Las Pampas, que también corresponde al distrito de San Juan Lucupis, y en la parte más baja denominada Playa en Arenal, perteneciente al distrito de Chongoyape.

La zona de desembocadura en el Río Chancay - Lambayeque, es ocupada en gran parte por predios agrícolas y están asentados por los siguientes centros poblados: Tierras Blancas, Mulato y San Juan. En su desembocadura el cauce no está muy bien definido, pues presenta ramificaciones del curso por las bajas pendientes.

3.6.3.2. Parámetro morfo gráficos

La Subcuenca Juana Ríos, según [2] tiene un área de drenaje de 332.30 km² hasta la confluencia con el río Chancay-Lambayeque; sus afluentes principales son la quebrada Palo Blanco y la quebrada Majin, y drena las escorrentías superficiales o excedentes hacia la confluencia con el río Chancay-Lambayeque.

Los parámetros geomorfológicos han sido obtenidos del mapa base, digitalizado con el programa ARCGIS.

Las características hidrológicas de una cuenca son descritas en términos de las siguientes propiedades: área, forma, relieve, medidas lineales y patrones de drenaje.

- **Área de drenaje:** El área de drenaje ha sido calculada para los micros cuencas analizadas. En general, a mayor área de cuenca, mayor flujo de escorrentía superficial y consecuentemente, mayor flujo superficial. El área de la cuenca está definida por el espacio delimitado por la curva del perímetro (P). Esta línea se traza normalmente mediante fotointerpretación de fotografías aéreas en las que se aprecia el relieve (por lo tanto las divisorias de aguas) o sobre un mapa topográfico; en función de las curvas de nivel representadas. Probablemente sea el factor más importante en la relación escorrentía-característica morfológica.

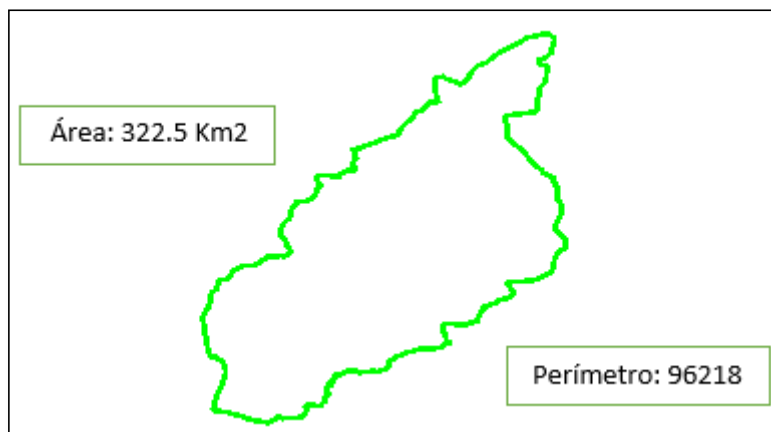
El área de la cuenca hasta el punto de control badén Juana Ríos es de 322.5 Km². Lo cual la clasifica como una cuenca intermedia - pequeña.

Tabla N° 4: Área de la cuenca.

Tamaño de la cuenca en (km ²)	Descripción
< 25	Muy pequeña
25 – 250	Pequeña
250 - 500	Intermedia – pequeña
500 - 2500	intermedia – grande
2500 - 5000	Grande
>5000	Muy grande

Fuente: Campos Aranda

Figura N° 7: Área y perímetro de la Cuenca.



Fuente: Elaboración propia

- **Forma de la cuenca:** Este Factor adimensional, denota el efecto combinado de la cuenca y la configuración neta del drenaje. Es decir, permite comparar las crecientes entre cuencas con similar área, para poder afirmar cual tiene mayor creciente.

Una descripción cuantitativa de la forma de una cuenca es proporcionada por la siguiente formula.

Ecuación N° 1

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

Dónde:

K_f = factor de forma

A= Área de la cuenca (km²)

L= Longitud de la cuenca (Km)

Cálculo del factor de forma.

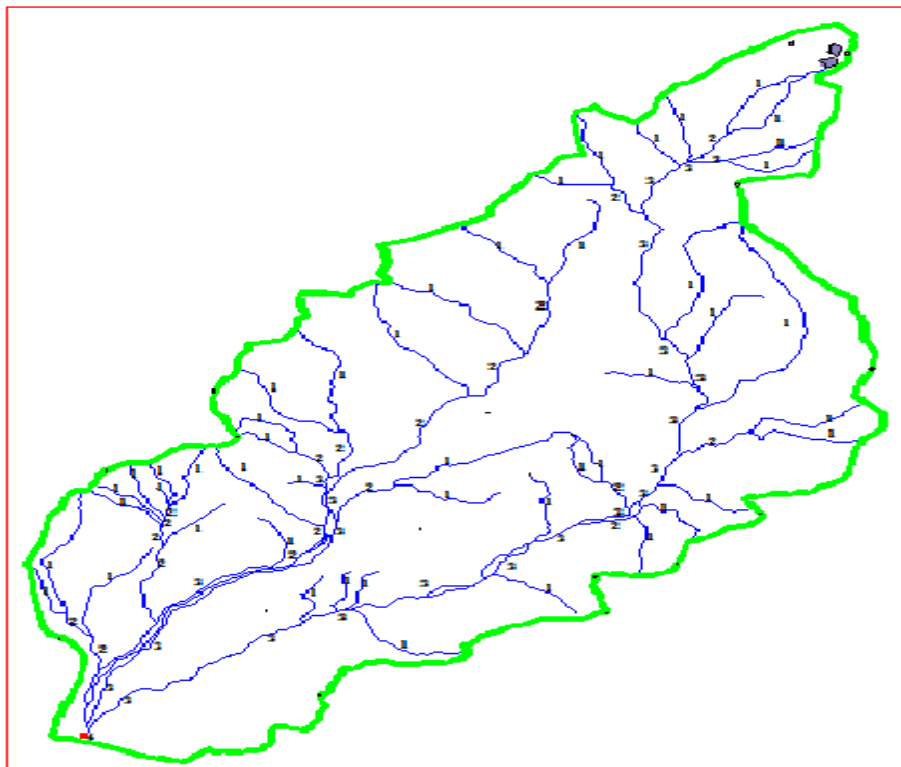
$$K_f = \frac{322.5 \text{ km}^2}{40.139^2 \text{ km}^2}$$

$$K_f = 0.20$$

- **Orden de las corrientes de aguas:** El orden de una cuenca está dado por el orden del cauce principal. Entre más alto es el número del orden, más eficiente es el drenaje que desalojara rápidamente el agua. Por lo tanto, a mayor orden de corrientes de aguas, mayor capacidad de erosión y de escurrimiento superficial pero menor capacidad de almacenamiento momentáneo.

A continuación, se presenta la numeración de la cuenca que se ha realizado con el Criterio de HORTON.

Figura N° 8: Orden de corrientes.



Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la **figura 08**, la cuenca es del orden 04; por lo tanto, se afirma que la cuenca no tiene capacidad de almacenamiento momentáneo, además tiene un potencial erosivo y de transporte de sedimentos muy elevado.

- **Coefficiente de compacidad o coeficiente de Gravelius:** Una descripción alternativa de la forma de una cuenca, es la basada sobre la razón del perímetro de la cuenca al área. Para este propósito, un círculo equivalente es definido como un círculo de igual área que

aquella de la cuenca. El coeficiente de compacidad, es la razón del perímetro de la cuenca a aquella del círculo equivalente. Esto conduce a:

Ecuación N° 2

$$K_c = \frac{0.282P}{A^{1/2}}$$

Dónde:

K_c = coeficiente de compacidad

P = perímetro de la cuenca.

A = área de la cuenca

La respuesta de la cuenca se refiere al tiempo de concentración de la esorrentía. Podría mencionarse que un factor de forma alto, o un coeficiente de compacidad cercana a 1, describen una cuenca que tiene una respuesta rápida y empinada.

Contrariamente un factor de forma bajo o un coeficiente de compacidad mucho mayor que uno, describe una cuenca con una respuesta de esorrentía retardado. Sin embargo, muchos otros factores, incluyendo al relieve de la cuenca, cobertura vegetativa y densidad de drenaje, son usualmente más importantes que la forma de la cuenca con sus efectos combinados que no son fácilmente percibidos.

Este coeficiente mide el grado de circularidad de la cuenca y tiene gran influencia en el tiempo de concentración o de equilibrio del área receptora – colectora. Permitiendo tener una apreciación del comportamiento de la cuenca en cuanto al caudal máximo en épocas de máximas crecientes.

Tabla N° 5: Coeficiente de compacidad o índice de Gravelius.

Clase de forma	Rangos de clases	forma de la cuenca
Clase I	1.00 - 1.25	Casi redonda a oval redonda
Clase II	1.25 - 1.50	Oval redonda a oval oblonga
Clase III	1.50 - 1.75	Oval oblonga a rectangular oblonga.

Fuente:[2]

- **Cálculo del índice de Gravelius:** Este valor indica que la cuenca es de clase III (Oval oblonga a rectangular oblonga). Esto indica que la cuenca es de forma muy alargada y no provocará mayores daños por inundaciones, pero si producirá hidrogramas de esorrentías muy atenuadas indicando que el grado de vulnerabilidad por socavamiento es muy leve.

Ecuación N° 3

- $Kc = 0.2821 * P * A^{-1/2}$
- $Kc = 0.2821 * 96.218 * 322.5^{-1/2}$
- $Kc = 1.51$

• **Relieve de la cuenca:** el relieve máximo de la cuenca es la diferencia de elevación entre el punto más alto de la divisoria y la salida de la cuenca. La razón se calcula entre el máximo relieve de la cuenca, a la distancia recta horizontal más larga, medida en una dirección paralela, a aquella del curso del agua principal. La razón de relieve indica una medida de la intensidad del proceso de erosión activa en la cuenca.

• **Pendiente:** La gradiente del cauce de un curso de agua principal, es una medida conveniente del relieve de cuenca. La gradiente del cauce obtenida de las elevaciones máximas y mínimas, es referida como la pendiente S1.

Una medida algo más representativa de la gradiente del cauce es la pendiente S2, definido como la pendiente constante que corta el perfil longitudinal en dos áreas iguales.

Una medida de la gradiente del cauce que toma en cuenta el tiempo de respuesta de la cuenca es la pendiente equivalente (S3). Para calcular esta pendiente, el cauce es dividida en sub tramos, y una pendiente es calculado para cada sub tramo. Basado en la ecuación de Manning, el tiempo de recorrido del flujo a través de cada sub tramo es asumido que es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la pendiente equivalente. Esto conduce a la siguiente ecuación:

Ecuación N° 4

$$S_3 = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n (L_i / (S_i^{1/2}))} \right]^2$$

Donde:

S_3 =Pendiente equivalente

L_i =Cada longitud i de n sub tramos.

S_1 = Cada pendiente i de n sub tramos.

• **Rectángulo equivalente:** Es el rectángulo que tiene la misma área y el mismo perímetro que la cuenca.

En estas condiciones tendrá el mismo coeficiente de compacidad Kc de Gravelius, así como también iguales parámetros de distribución de alturas, igual curva hipsométrica,

etc. Se deberá tener, considerado que L y I, son las dimensiones del rectángulo equivalente.

Ecuación N° 5

$$A = LxI$$

Ecuación N° 6

$$P = 2(L + I) = 2k_c\sqrt{\pi A}$$

Ecuación N° 7

$$L^2 = Lk_c\sqrt{\pi A} + A = 0$$

De donde se obtiene:

Ecuación N° 8

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

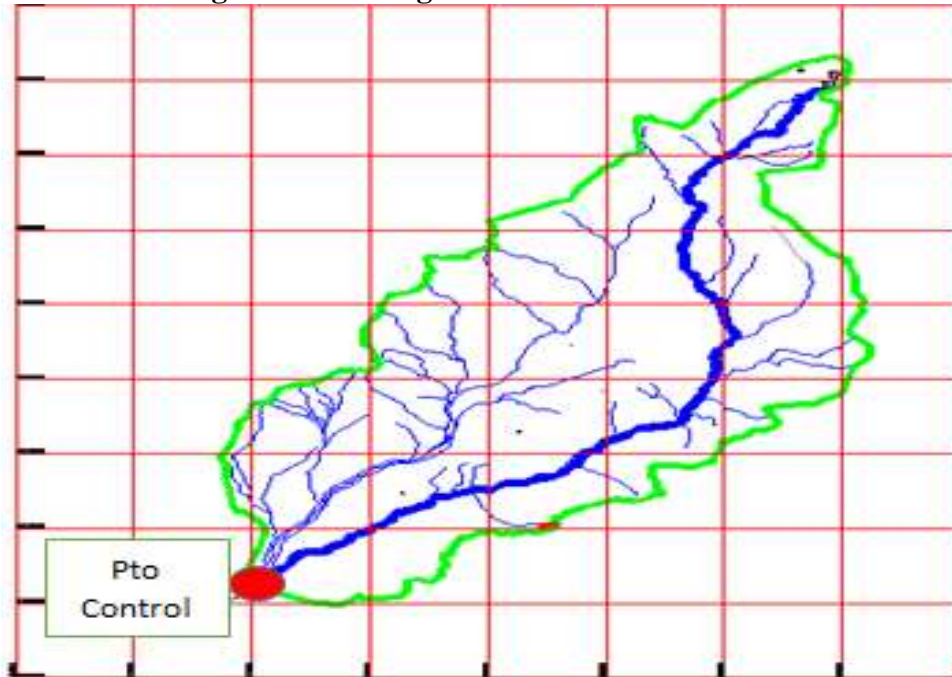
Ecuación N° 9

$$L = \frac{k_c\sqrt{\pi A}}{2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4}{\pi k_c^2}} \right]$$

- **Mediciones lineales:** Las mediciones lineales son utilizadas para describir la característica unidimensional de una cuenca.
- **Longitud de cuenca:** La longitud de cuenca (longitud hidráulica) es la longitud medida a lo largo del curso de agua principal. El curso de agua principal (corriente principal) es el curso de agua central, es el más largo de la cuenca y la única que conduce la esorrentía hacia la salida.

La longitud del curso principal del rio desde sus nacientes hasta la confluencia con el punto de control, ubicado en el badén Juana Ríos es de 40.14 Km.

Figura N° 9: Longitud de máximo recorrido.



Fuente: Elaboración propia

- **Densidad de Drenaje (densidad de la red hidrográfica):** Las longitudes de todas las corrientes pueden ser sumadas para determinar su longitud total. La densidad de drenaje de la cuenca es la razón de la longitud total de corriente al área de cuenca. Una densidad de drenaje alta refleja una respuesta de escorrentía rápida y empinada, mientras que una densidad de drenaje baja es característica de una respuesta de escorrentía tardía. La relación es la siguiente:

Ecuación N° 10

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

Dónde:

D_d = Densidad de drenaje

L = Longitud total de corrientes perennes o intermitentes en Km

A = Área de la cuenca en Km²

La red de drenaje de una cuenca puede ser caracterizada fundamentalmente por una red suelta o densa, según que estén sueltos o concentrados los cursos de agua. Además, establece el grado de relación entre el tipo de la red de drenaje y la causa de escurrimiento en la cuenca.

- Cuencas con drenaje pobre: D_d alrededor de 0.5 Km/Km²
- Cuencas bien drenadas: D_d alrededor de 3.5 Km/km²

Tabla N° 6: Densidad de drenaje

orden de las corrientes	Orden 01		Orden 02		Orden 03	Long mayor de cuenca
	izquierda	derecha	izquierda	derecha	izquierda	
1	3488.88	2727.48	1523.77	948.74	651.71	40139.86
2	2858.05	2855.79	2924.29	2340.5	1286	
3	2174.37	6195.17	2576.93	1479	10573.59	
4	3405.61	9346.55	5724.5			
5	2260.7	3576.4	2148.51			
6	4067.17	3824.74	1287.09			
7	3591.95	3304.68	1056.19			
8	4967.02	2979.67	1036			
9	5619.28	2692.61	397.43			
10	5110.99	2572.74	259.29			
11	4250.89	2799.13	768.5			
12	3160.1	3990.31	3317.07			
13	1899.83		1199.01			
14	4514.33		1550.72			
15	2617.77					
16	2390.97					
17	2408.22					
18	2605.92					
19	1955.71					
20	923.97					
21	2366.83					
22	2591.9					
23	2623					
24	5522.16					
25	4318.24					
26	2404.8					
27	5503.52					
28	3255.4					
29	3077.68					
30	2486.97					
31	2218.3					
32	2183.8					
33	1927.04					
34	2094.35					
35	2676.56					
total	109522.3	46865.27	25769.3	4768.24	12511.3	40139.86
Longitud total de corrientes de agua					239576.25	m
longitud de corrientes					239.58	Km
Area de la cuenca					322.50	m2
Densidad de drenaje					0.74	Km/Km2

Fuente: Elaboración propia

Como la densidad de drenaje se encuentra alrededor de 0.5 Km/Km2, se puede decir que la cuenca presenta un drenaje pobre.

Cuadro N° 2: Parámetros fisiográficos Quebrada Majin

CARACTERÍSTICAS FISIGRÁFICAS MAJÍN			
PARAMETROS	REGISTRO	UNIDAD	DESCRIPCIÓN
A	166.99	Km ²	Área de la Cuenca
P	89	Km	Perímetro de la cuenca
Curso Principal			
L	39	Km	Longitud del Cauze Principal
I	99	Km	Longitud de las corrientes perennes
S	0.095	m/m	Pendiente del Curso Principal
h _{max}	3900		Cota máxima
h _{min}	190		Cota mínima
Ubicación Curso Principal			
			Parte Aguas
Este	695.985	m	
Norte	9.295.057	m	
			Desembocadura
Este	676.496	m	
Norte	9.266.978	m	
Factores de Forma			
K _f	0.11		Factor Forma
K _C	1.94		Coefficiente de compacidad
Sistema de Drenaje			
n	3		Clasificación ordinal del curso principal
D _d	0.59		Densidad de drenaje
L _m	0.42	Km	Extensión media
Relieve de la Cuenca			
L _e	40.73	Km	Rectángulo Equivalente (Largo)
I _e	4.10	Km	Rectángulo Equivalente (Ancho)
Altitud			
h _{max}	3900	msnm	Cota máxima
h _{min}	190	msnm	Cota mínima
h _{med}	1660.855	msnm	Altitud media
h _{mf}	1195.81	msnm	Altitud más frecuente
S	0.095	m/m	Pendiente

Fuente: [2]

Cuadro N° 3: Parámetros fisiográficos Quebrada Palo Blanco

CARACTERÍSTICAS FISIGRÁFICAS PALO BLANCO			
PARAMETROS	REGISTRO	UNIDAD	DESCRIPCION
A	147.82	Km ²	Area de la Cuenca
P	63.86	Km	Perimetro de la cuenca
Curso Principal			
L	24	Km	Longitud del Cauce Principal
I	82.75	Km	Longitud de las corrientes perennes
S	0.084	m/m	Pendiente del Curso Principal
hmax	2200.00		Cota máxima
hmin	190		Cota mínima
Ubicación Curso Principal			
			Parte Aguas
Este	688.320	m	
Norte	9285017.000	m	
			Desembocadura
Este	676.466	m	
Norte	9.267.078	m	
Factores de Forma			
Kf	0.26		Factor Forma
KC	1.48		Coefficiente de compacidad
Sistema de Drenaje			
n	3		Clasificación ordinal del curso principal
Dd	0.56		Densidad de drenaje
Lm	0.45	Km	Extensión media
Relieve de la Cuenca			
Le	26.61	Km	Rectángulo Equivalente (Largo)
le	5.55	Km	Rectángulo Equivalente (Ancho)
Altitud			
hmax	2800	msnm	Cota máxima
hmin	190	msnm	Cota mínima
hmed	1131.08	msnm	Altitud media
hmf	474.65	msnm	Altitud más frecuente
S	0.109	m/m	Pendiente

Fuente: [2]

Cuadro N° 4: Parámetros fisiográficos Quebrada Almedral.

CARACTERÍSTICAS FISIGRÁFICAS ALMEDRAL			
PARAMETROS	REGISTRO	UNIDAD	DESCRIPCIÓN
A	17.73	Km ²	Área de la Cuenca
P	24.4	Km	Perímetro de la cuenca
Curso Principal			
L	4	Km	Longitud del Cauce Principal
I	3.8	Km	Longitud de las corrientes perennes
S	0.096	m/m	Pendiente del Curso Principal
h _{max}	450.00		Cota máxima
h _{mín}	65		Cota mínima
Ubicación Curso Principal			
			Parte Aguas
Este	676.466	m	
Norte	9.267.078	m	
			Desembocadura
Este	675.678	m	
Norte	9263506.000	m	
Factores de Forma			
K _f	1.11		Factor Forma
K _C	1.63		Coefficiente de compacidad
Sistema de Drenaje			
n	3		Clasificación ordinal del curso principal
D _d	0.21		Densidad de drenaje
L _m	1.17	Km	Extensión media
Relieve de la Cuenca			
L _e	10.62	Km	Rectángulo Equivalente (Largo)
l _e	1.67	Km	Rectángulo Equivalente (Ancho)
Altitud			
h _{max}	500	msnm	Cota máxima
h _{mín}	65	msnm	Cota mínima
h _{med}	250.630	msnm	Altitud media
h _{mf}	299.4	msnm	Altitud más frecuente
S	0.109	m/m	Pendiente

Fuente: [2]

3.6.3.3. Análisis de máximas avenidas

A. Métodos estadísticos para la determinación de la precipitación máxima: Un sistema hidrológico es afectado eventualmente por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes, etc. La magnitud de este evento extremo está relacionada con su frecuencia de ocurrencia mediante una distribución de probabilidades.

Los métodos estadísticos se apoyan en la existencia de series de datos de caudales en el lugar de interés, las cuales son sometidas a un análisis de frecuencias. Esto implica efectuar ajustes de varias distribuciones teóricas a una determinada muestra, para comparar y concluir cuál de ellas se aproxima mejor a la distribución empírica.

Se dispone de un registro de datos hidrometeorológicos en las estaciones de la cuenca (precipitación y caudales), a través del conocimiento del problema físico, se escogerá el modelo probabilístico a usar, que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable.

Para utilizar estos modelos probabilísticos, se deben calcular sus parámetros y realizar la prueba de bondad de ajuste. Si el ajuste es bueno, se puede utilizar la distribución elegida, una vez encontrada la ley de distribución que rige a las variables aleatorias, además se podrá predecir con determinada probabilidad, la ocurrencia de una determinada magnitud, de un fenómeno Hidrometeorológico. También se podrá determinar la magnitud de un fenómeno para un determinado período de retorno.

Las distribuciones teóricas utilizadas en el estudio, son las siguientes:

- Distribución Normal
- Distribución Log-Normal de 2 ó 3 parámetros.
- Distribución gamma de 2 ó 3 parámetros.
- Distribución Log-Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log-Gumbel.

Las distribuciones anteriores han sido calculadas por Tejada [2] mediante dos formas, la primera se ha desarrollado en una hoja de cálculo Excel, y la otra mediante el software HIDROESTA, de esta manera se ha tomado para comparar y ayudar a decidir por el mejor ajuste estadístico, llegando a una elección final mediante el software HIDROESTA.

B. Cálculo de ajuste y periodos de retorno para precipitaciones máximas t =24 horas: Según Tejada[2], utilizó el software HIDROESTA para averiguar si las series de datos de las precipitaciones máximas mensuales de las estaciones pluviométricas: Llama, Huambos, Udima, Querocotillo, Incahuasi Puchaca, Tinajones y Tomoche se ajustan a una determinada función de distribución estadística, que permitan desarrollar un modelo probabilístico para predecir la ocurrencia de una magnitud de un fenómeno Hidrometeorológico, o la magnitud de un fenómeno para un determinado periodo de retorno. Determinando los métodos de mejor ajuste tal como se aprecia en los siguientes cuadros:

Cuadro N° 5: Cálculo de las precipitaciones máximas (mm) en la estación Puchaca para diversos periodos de retorno, mediante distribuciones estadísticas.

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN	MOMENTOS	DELTA TEORICO	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)							
				5	10	25	50	100	200	500	1000
PUCHACA	Normal	Ordinarios (1)	0.12290	76.16	92.60	109.41	120.50	130.46	139.58	150.63	158.38
		Lineales (2)	0.12200	74.60	89.88	106.17	116.69	126.15	134.81	145.30	152.65
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	0.09050	69.10	103.57	159.41	210.59	270.53	340.21	449.10	545.68
		Lineales (4)	0.08780	69.86	105.28	163.01	216.18	278.68	351.57	465.90	567.62
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	0.08280	67.78	94.13	132.36	164.35	199.29	237.44	293.19	339.68
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	0.06790	69.92	93.64	123.90	146.26	168.28	189.98	218.17	238.95
		Lineales (7)	0.18810	74.81	117.42	176.51	222.48	269.12	316.14	378.41	425.04
	Gamma 3P	Ordinarios (8)	0.06974	71.64	94.33	122.50	142.93	162.84	182.28	207.33	225.69
		Lineales (9)	0.06266	70.88	95.17	126.05	148.81	171.20	193.24	221.85	242.91
	Log Pearson III	Lineales (10)	0.12907	67.42	112.32	203.50	307.18	453.35	656.67	1.046.89	1.463.77
	Gumbel	Ordinarios (11)	0.07300	71.70	93.09	120.12	140.17	160.07	179.90	206.06	225.83
		Lineales (12)	0.07300	71.46	92.66	119.45	139.32	159.04	178.69	204.61	224.21
	Log Gumbel	Ordinarios (13)	0.15210	61.79	105.77	208.60	345.26	569.31	937.06	1.080.39	2.972.23
		Lineales (14)	0.15370	64.22	113.44	232.79	396.80	673.71	1.141.66	2.289.50	3.873.83
ELECCIÓN =Promedio (6) y (9)				70.40	94.41	124.98	147.54	169.74	191.61	220.01	240.93

Fuente: [2]

Cuadro N° 6: Cálculo de las precipitaciones máximas (mm) en la estación Incahuasi para diversos periodos de retorno, mediante distribuciones estadísticas

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN	MOMENTOS	DELTA TEORICO	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)								
				5	10	25	50	100	200	500	1000	
INCAHUASI	Normal	Ordinarios (1)	0.292	87.01	107.94	130.24	144.64	157.60	169.45	183.82	193.89	
		Lineales (2)	0.307	73.56	87.44	95.30	111.79	120.38	128.25	137.78	144.46	
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	0.172	57.76	73.60	86.26	112.61	130.84	150.10	177.28	199.23	
		Lineales (4)	0.1622	54.81	67.95	85.45	99.08	113.18	127.84	146.17	164.33	
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	0.1024	54.10	74.16	107.21	137.91	174.23	216.85	284.13	344.34	
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	0.2294	65.51	82.98	104.58	120.21	135.41	150.22	169.29	183.24	
		Lineales (7)	0.3041	72.19	102.84	143.27	173.77	204.21	234.50	274.19	303.64	
	Gumbel	Ordinarios (8)	0.2743	78.03	104.93	138.92	164.13	189.16	214.10	247.00	271.86	
		Lineales (9)	0.2434	66.39	83.83	105.86	122.20	138.43	154.59	175.92	192.03	
	Log Gumbel	Ordinarios (10)	0.1035	54.00	74.53	111.97	151.43	204.35	275.47	408.48	550.15	
		Lineales (11)	0.0979	52.44	70.66	103.00	136.21	179.77	273.02	341.33	449.67	
	ELECCIÓN = de 5-50 años (11), de 100-10000 años promedio (5 y 3)				52.44	70.66	103.00	136.21	152.54	183.48	230.71	271.79

Fuente: [2]

Cuadro N° 7: Cálculo de las precipitaciones máximas (mm) en la estación Tocmoche para diversos periodos de retorno, mediante distribuciones estadísticas

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN	MOMENTOS	DELTA TEORICO	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)								
				5	10	25	50	100	200	500	1000	10000
TOCMOCHE	Normal	Ordinarios (1)	0.0914	64.33	75.96	88.36	96.37	103.57	110.16	118.14	123.74	140.35
		Lineales (2)	0.0911	64.38	76.04	88.47	96.49	103.71	110.32	118.32	123.93	140.58
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	0.0788	62.66	86.94	123.25	154.42	189.12	227.67	285.06	333.74	532.65
		Lineales (4)	0.0787	62.86	87.35	124.05	155.59	190.75	229.84	288.10	337.57	540.01
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	0.0521	61.14	77.26	97.86	113.36	128.99	144.86	166.33	183.00	241.57
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	0.0514	61.85	78.91	100.08	115.45	130.41	145.02	163.85	177.64	217.28
		Lineales (7)	0.1741	67.47	95.73	132.92	160.95	188.88	216.68	253.06	280.05	358.71
	Gamma 3P	Ordinarios (8)	0.05278	62.85	77.35	94.34	106.18	117.41	128.12	141.66	151.40	178.72
		Lineales (9)	0.03527	62.66	78.88	96.56	112.60	126.15	139.26	156.03	168.22	202.94
	Gumbel	Ordinarios (11)	0.0575	61.11	76.56	96.09	110.58	124.96	139.29	158.20	172.48	219.92
		Lineales (12)	0.044	61.99	78.16	98.60	113.76	128.80	143.80	163.58	178.53	228.16
	Log Gumbel	Ordinarios (13)	0.1495	57.23	88.42	153.23	230.40	345.39	517.02	880.30	1.316.17	5.003.62
		Lineales (14)		58.75	92.74	165.11	253.28	387.32	591.28	1.033.59	1.576.19	6.398.32
	ELECCIÓN = Promedio (5) y (9)				62.00	77.31	96.10	109.77	123.20	136.49	154.00	167.20

Fuente: [2]

Cuadro N° 8: Cálculo de las precipitaciones máximas (mm) en la estación Tinajones para diversos periodos de retorno, mediante distribuciones estadísticas

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN	MOMENTOS	DELTA TEORICO	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)								
				5	10	25	50	100	200	500	1000	
TINAJONES	Normal	Ordinarios (1)	0.174	52.27	64.62	77.77	86.27	93.91	100.91	109.38	115.33	
		Lineales (2)	0.1821	50.08	61.28	73.22	80.93	87.86	94.21	101.90	107.29	
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	0.0783	44.07	70.66	116.90	161.81	216.77	283.26	391.73	491.76	
		Lineales (4)	0.0765	44.43	71.56	118.94	165.12	221.80	290.55	403.02	506.98	
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	0.0803	42.66	64.48	99.67	131.81	169.34	212.85	280.66	340.66	
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	0.083	45.42	63.17	86.27	103.57	120.74	137.76	160.00	176.46	
		Lineales (7)	0.0611	46.16	66.06	92.35	112.23	132.07	151.84	177.74	196.98	
	Gamma 3P	Ordinarios (8)	0.07098	47.24	65.81	89.66	107.37	124.87	142.15	164.64	181.24	
	Log Pearson III	Lineales (9)	0.09183	43.19	75.56	142.86	220.45	330.52	484.25	779.61	1.094.01	
	Gumbel	Ordinarios (10)	0.1109	48.85	65.26	85.98	101.36	116.62	131.83	151.89	167.05	
		Lineales (11)	0.1227	47.78	63.32	82.95	97.51	111.97	126.37	145.38	159.74	
	Log Gumbel	Ordinarios (12)	0.1215	38.86	72.41	160.02	288.18	516.71	924.51	1.991.82	3.557.78	
		Lineales (13)	0.1149	40.29	78.05	179.95	343.43	618.69	1.141.98	2.563.57	4.723.49	
	ELECCIÓN = De 5 a 100 años (5), de 200 a 1000 promedio (5 y 6), 10000 años promedio (4, 5 y 6)				42.66	64.48	99.67	131.81	169.34	175.31	220.33	258.56

Fuente: [2]

Cuadro N° 9: Cálculo de las precipitaciones máximas (mm) en la estación Udima para diversos periodos de retorno, mediante distribuciones estadísticas

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN	MOMENTOS	DELTA TEORICO	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)							
				5	10	25	50	100	200	500	1000
UDIMA	Normal	Ordinarios (1)	0.05347	68.16	81.99	98.71	110.63	122.10	133.19	147.36	157.65
		Lineales (2)	0.04918	67.74	83.19	102.53	116.63	130.41	143.91	161.34	174.14
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	0.0504	66.75	81.40	100.58	115.30	130.38	145.89	167.19	183.95
		Lineales (4)	0.0456	67.47	82.74	102.85	118.36	134.30	150.75	173.42	191.33
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	0.0504	66.22	81.04	100.72	116.00	131.79	148.17	170.85	188.85
		Lineales (6)	0.0682	67.45	79.95	94.81	105.27	115.25	124.85	137.04	145.86
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	0.0682	67.45	79.95	94.81	105.27	115.25	124.85	137.04	145.86
		Lineales (7)	0.1459	74.50	95.56	121.77	140.82	159.40	177.57	201.00	218.17
	Gamma 3P	Ordinarios (8)	0.05347	68.16	81.99	98.71	110.63	122.10	133.19	147.36	157.65
		Lineales (9)	0.04918	67.74	83.19	102.53	116.63	130.41	143.91	161.34	174.14
	Gumbel	Ordinarios (10)	0.056	67.37	81.15	98.56	111.47	124.29	137.07	153.92	166.66
		Lineales (11)	0.0517	67.77	81.87	99.69	112.92	126.04	139.11	156.37	169.40
	Log Gumbel	Ordinarios (12)	0.0915	63.18	82.24	114.77	146.95	187.82	239.83	331.12	422.52
		Lineales (13)	0.091	64.70	85.87	122.80	160.11	208.36	270.88	382.94	497.47
ELECCIÓN = Promedio (4) y (9)				67.61	82.97	102.69	117.50	132.36	147.33	167.38	182.74

Fuente: [2]

Cuadro N° 10: Cálculo de las precipitaciones máximas (mm) en la estación Llama para diversos periodos de retorno, mediante distribuciones estadísticas

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN	MOMENTOS	DELTA TEORICO	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)							
				5	10	25	50	100	200	500	1000
LLAMA	Normal	Ordinarios (1)	0.1317	68.13	76.03	84.45	89.88	94.77	99.25	104.67	108.47
		Lineales (2)	0.1311	68.21	76.14	84.61	90.07	94.99	99.48	104.93	108.76
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	0.1001	66.50	77.03	90.08	99.67	109.16	118.64	131.23	140.85
		Lineales (4)	0.0951	67.01	77.92	91.52	101.54	111.48	121.43	134.68	144.83
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	0.1120	66.06	78.38	94.88	107.78	121.17	135.13	154.56	170.04
		Lineales (6)	0.1127	66.82	76.13	86.94	94.42	101.47	108.17	116.60	122.65
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	0.1127	66.82	76.13	86.94	94.42	101.47	108.17	116.60	122.65
		Lineales (7)	0.1400	72.56	87.40	105.22	117.85	129.96	141.65	156.54	167.33
	Gamma 3P	Ordinarios (8)	0.1043	67.28	76.91	88.08	95.81	103.10	110.03	118.75	125.00
		Lineales (9)	0.8691	67.16	77.91	90.81	99.96	108.74	118.21	127.99	135.82
	Gumbel	Ordinarios (10)	0.1060	65.94	76.44	89.70	99.54	109.30	119.03	131.87	141.57
		Lineales (11)	0.0954	66.58	77.59	91.50	101.83	112.07	122.28	135.75	145.93
	Log Gumbel	Ordinarios (12)	0.1468	63.85	77.61	99.33	119.28	143.04	171.42	217.65	260.69
		Lineales (13)	0.1374	64.96	80.09	104.34	126.96	154.26	187.29	241.94	293.59
ELECCIÓN = Promedio (4) y (11)				66.80	77.76	91.51	101.69	111.78	121.86	135.22	145.38

Fuente: [2]

Cuadro N° 11: Cálculo de las precipitaciones máximas (mm) en la estación Huambos para diversos periodos de retorno, mediante distribuciones estadísticas

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN	MOMENTOS	DELTA TEORICO	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)							
				5	10	25	50	100	200	500	1000
HUAMBOS	Normal	Ordinarios (1)	0.0873	57.08	63.87	71.12	75.79	80.00	83.85	88.51	91.78
		Lineales (2)	0.087	57.00	63.75	70.95	75.59	79.77	83.60	88.23	91.48
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	0.0791	56.49	66.43	79.86	88.29	97.61	107.00	119.59	129.30
		Lineales (4)	0.0787	56.38	66.24	78.65	87.88	97.09	106.37	118.81	128.40
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	0.0592	56.14	64.05	73.22	79.58	85.62	91.42	98.81	104.25
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	0.058	56.25	64.60	74.33	81.09	87.48	93.57	101.24	106.75
		Lineales (7)	0.1373	60.67	69.63	83.01	92.94	102.79	112.61	112.61	135.35
	Gamma 3P	Ordinarios (8)	0.05623	64.59	74.01	74.01	80.50	86.60	92.38	99.64	104.82
		Lineales (9)	0.05646	56.43	64.78	74.49	81.20	87.53	93.56	101.14	106.57
	Log Pearson III	Lineales (10)	0.1137	55.80	67.56	84.08	97.64	112.30	128.18	151.20	170.08
	Gumbel	Ordinarios (11)	0.0696	55.20	64.23	75.63	84.10	92.50	100.87	111.91	120.25
		Lineales (12)	0.0748	55.61	64.98	76.81	85.59	94.30	102.99	114.44	123.10
	Log Gumbel	Ordinarios (13)	0.1453	54.01	66.99	87.95	107.63	131.52	160.59	209.00	255.05
		Lineales (14)	0.1476	54.55	68.21	90.47	111.55	137.34	168.96	222.07	273.03
ELECCIÓN = Promedio (5), (6) y (8)				58.99	67.55	73.85	80.39	86.57	92.46	99.90	105.27

Fuente: [2]

Cuadro N° 12: Cálculo de las precipitaciones máximas (mm) en la estación Querocotillo para diversos periodos de retorno, mediante distribuciones estadísticas

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN	MOMENTOS	DELTA TEORICO	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)								
				5	10	25	50	100	200	500	1000	10000
QUEROCOTILLO	Normal	Ordinarios (1)	0.1199	57.45	63.12	69.16	73.07	76.58	79.79	83.68	86.41	94.51
		Lineales (2)	0.1201	57.27	62.85	68.80	72.64	76.10	79.26	83.09	85.77	93.74
	Log Normal 2P	Ordinarios (3)	0.1004	57.47	65.45	75.19	82.23	89.13	95.95	104.91	111.69	134.49
		Lineales (4)	0.0927	56.86	64.39	73.53	80.11	86.53	92.85	101.14	107.39	128.28
	Log Normal 3P	Ordinarios (5)	0.0951	56.91	63.19	70.29	75.10	79.58	83.82	89.14	92.99	105.04
	Gamma 2P	Ordinarios (6)	0.0827	57.03	63.82	71.60	76.94	81.94	86.68	92.60	96.83	108.63
		Lineales (7)	0.1598	60.58	70.42	81.98	90.05	97.71	105.04	114.29	120.96	139.76
	Gamma 3P	Ordinarios (8)	0.08943	57.07	63.61	71.04	76.09	80.79	85.21	90.72	94.64	105.52
		Lineales (9)	0.08549	56.73	63.82	72.15	77.95	83.45	88.71	95.35	100.13	113.61
	Log Pearson III	Lineales (10)	0.10592	56.62	64.94	75.64	83.74	91.97	100.35	111.75	120.56	148.29
	Gumbel	Ordinarios (11)	0.0825	55.88	63.41	72.93	80.00	87.01	93.99	103.21	110.17	133.30
		Lineales (12)	0.0898	56.13	63.87	73.65	80.90	88.10	95.28	104.75	111.90	135.65
	Log Gumbel	Ordinarios (13)	0.1382	55.43	65.89	81.98	96.40	113.23	132.91	164.20	192.66	327.50
		Lineales (14)	0.138	55.42	65.87	81.93	96.33	113.12	137.76	163.99	192.37	326.84
ELECCIÓN = Promedio (5), (8) y (9)				56.94	63.75	71.60	76.99	82.06	86.87	92.89	97.20	109.25

Fuente: [2]

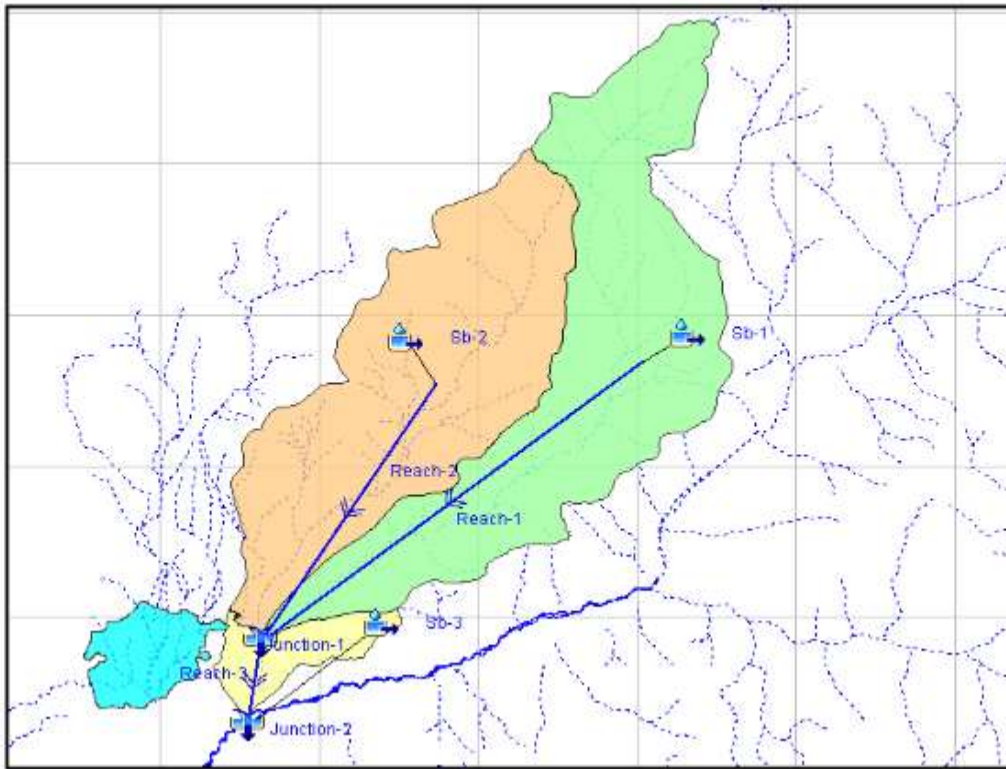
Cuadro N° 13: Cuadro resumen del análisis estadístico

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN	PERIODO DE RETORNO							
		5	10	25	50	100	200	500	1000
Puchaca	Gamma 2P Gamma 3P	70.40	94.41	124.98	147.54	169.74	191.61	220.01	240.93
Incahuasi	Log Normal 2P Log Normal 3P	52.44	70.66	103.00	136.21	152.54	183.48	230.71	271.79
Tocmoche	Log Normal 3P Gamma 3P	62.00	77.31	96.10	109.77	123.20	136.49	154.00	167.20
Tinajones	Log Normal 2P Log Normal 3P Gamma 2P	42.66	64.48	99.67	131.81	169.34	175.31	220.33	258.56
Udima	Log Normal 2P Gamma 3P	67.61	82.97	102.69	117.50	132.36	147.33	167.38	182.74
Llama	Log Normal 2P Gumbel	66.80	77.76	91.51	101.69	111.78	121.86	135.22	145.38
Huambos	Log Normal 3P Gamma 2P Gamma 3P	58.99	67.55	73.85	80.39	86.57	92.46	99.90	105.27
Querocotillo	Log Normal 3P Gamma 3P	56.94	63.75	71.60	76.99	82.06	86.87	92.89	97.20

Fuente: [2]

C. Procedimiento para la generación de descargas máximas: En la generación de las descargas máximas para diversos periodos de retorno, teniendo en cuenta el modelo de cuenca, el análisis de los afluentes de la zona de estudio, los cauces, el modelo meteorológico y las especificaciones de control; Tejada [2], ha considerado en el análisis tres subcuencas con sus parámetros fisiográficos que se detallan en el **Cuadro N° 3** y **Cuadro N° 4**. Los elementos utilizados para definir el esquema hidrográfico fueron: las subcuencas (subbasin), los cauces (reach) y las confluencias (Junction). En la figura 10 se puede apreciar la disposición de cada uno de los elementos, con sus respectivos nombres, según las sub cuencas antes indicadas y el punto de interés donde se realizó el análisis.

Figura N° 10: Esquema hidrográfico a simular en la Subcuenca Juana Ríos (JR)



Fuente: [2]

3.6.4. Estudios Geotécnicos o de Mecánica de suelos

El objetivo fundamental de estos estudios, es establecer las características geotécnicas del suelo donde se cimentará el proyecto, tales como: la estratigrafía, la identificación de las propiedades físicas y mecánicas y el esfuerzo admisible.

Los estudios Geotécnicos realizados, se ubicaron aguas arriba del Badén siguiendo una alineación de acuerdo ubicación del eje longitudinal del puente tal como se fundamenta en el apartado 4.5.2.

La Figura N° 11 muestra la ubicación de los SPTs (color amarillo) y las calicatas (color rojo).

Figura N° 11: Ubicación de los estudios Geotécnicos.



Fuente: Elaboración propia

3.6.4.1. Trabajos de campo

Se extrajeron muestras de los diferentes estratos que se identificó en cada calicata excavada y en cada ensayo de penetración estándar.

A. Ensayo de penetración SPT: Este ensayo consiste en registrar el número de golpes requeridos para alcanzar cada 0.45m de penetración o fracción, con un tubo o cuchara de caña de partida de 2” de diámetro, utilizando un martillo de 622.75 N. de peso, dejando caer desde 30” de altura.

Se realizaron tres SPT. Recopilando datos que se adjuntan en el Anexo 02.

B. Calicatas: son exploraciones que se realizan a cielo abierto, ubicado estratégicamente con la finalidad de definir el perfil estratigráfico del área en estudio.

Se efectuaron 04 calicatas, alcanzando las siguientes profundidades:

Tabla N° 7: Calicatas

Calicata	Profundidad (m)	N° de Muestras
C-1	1.80	3
C-2	1.80	3
C-3	1.90	3
C-4	1.50	2

3.6.4.2. Trabajos de laboratorio

Los ensayos se realizaron, en las instalaciones del laboratorio de Mecánica de suelos de la Universidad Católica Santo Toribio De Mogrovejo, USAT, estos ensayos fueron:

A. Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422: Este ensayo consiste en pasar una muestra de suelo seco, a través de una serie de mallas de dimensiones

estandarizadas con el fin de determinar las proporciones relativas de los diversos tamaños de partículas.

B. Contenido de Humedad ASTM D-2426: Es un ensayo rutinario de laboratorio, para determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo, en términos de su peso seco.

C. Límite de Consistencia: Límite líquido ASTM D-4318, Límite plástico ASTM D-4319

Estos ensayos sirven para expresar cuantitativamente el efecto de la variación del contenido de humedad, en las características de la plasticidad de un suelo cohesivo.

Los ensayos se efectúan en la fracción de muestra de suelo que pasa por la malla N° 40.

La obtención de los límites líquido y plástico de una muestra de suelo, permite determinar un tercer parámetro que es el índice de plasticidad.

D. Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) NTP 339.134: Este sistema encasilla al suelo en un grupo de acuerdo a sus características (granulometría, límite líquido y plástico), con la finalidad de conocer cualitativamente las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo.

E. Contenido de Sales Solubles Totales en Suelos y Agua Subterránea NTP 339.152: Esta Norma establece la preparación de un extracto acuoso para la determinación del contenido de sales solubles en los suelos. Este ensayo es ampliamente conocido como determinación de sólidos disueltos en aguas; por lo que también es aplicable en segundo caso a muestras de agua subterráneas.

3.6.5. Estudios de hidráulica

Según el MTC[3], establece que el objetivo de este estudio, es determinar los factores que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río, que permita definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima, en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos para la estructura.

Estos factores son:

3.6.5.1. Nivel máximo de agua (NMA)

Según un análisis local se evaluó las huellas de nivel dejadas por crecidas extraordinarias. Destacando que normalmente el cauce aumenta su nivel en las épocas de verano, específicamente entre los meses de enero – marzo, pero que el nivel máximo de agua es cuando ocurre el fenómeno del niño como los ocurridos en los años 1982-1983 y 1997-1998.

3.6.5.2. Altura del tablero del puente

A. Galibo. En puentes se denomina galibo a la distancia entre la parte inferior de la superestructura y el nivel medio del curso de agua. Según el MTC[3], considera para puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 a 2.50 m sobre el nivel máximo de las aguas.

3.6.5.3. Alineación del puente respecto de la corriente

La corriente fluvial tiene por lo general una dirección predominante. Los pilares deben estar alineados en esa dirección de modo que el ángulo de ataque sea cero. Sin embargo, ocurre eventualmente que la dirección de la corriente cambia. Esta posibilidad debe ser tomada en cuenta en el diseño. La influencia del ángulo de ataque sobre la erosión local en el pilar es muy grande y ha sido estudiada experimentalmente. Su fuerte influencia es una de las razones para preferir pilares circulares, cuya socavación es independiente del ángulo de ataque.

3.6.5.4. Profundidad de la socavación

Según Badillo y Rodríguez [8], indica que en una corriente de agua que se desplaza en su cauce o en una zona de inundación tiene una cierta capacidad de suspender y arrastrar partículas sólidas que constituyen el lecho sobre el que ocurre el flujo. Este fenómeno complejo se le llama socavación. Cuando el río y un puente se cruzan; cada uno trata de influir sobre el otro. El puente como toda estructura, necesita estabilidad y permanencia en el tiempo, frente a la agresividad fluvial. El río, en cambio por su propia naturaleza es esencialmente dinámico y cambiante.

En este proyecto de tesis, se plantea un puente para mejorar la transitabilidad peatonal, por lo tanto, los pilares de la subestructura estarán en contacto directo con la corriente del río, es por ello, que se tiene que asegurar la estabilidad de toda la estructura del puente por lo que es necesario el cálculo de la profundidad de socavación producida por los elementos estructurales que son extraños dentro de la corriente de agua.

Según estudios de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) publicados en 1994 “La mayor parte de los puentes que han fallado, en USA y en todo el mundo, ha sido debido a la socavación”. En lo que respecta al Perú según el informe que presento el colegio de ingenieros sobre el tema, la situación es aún más grave. Los dos últimos Meganiños (1982-1983 y 1997-1998) causaron daños considerables a la infraestructura vial, especialmente a los puentes. En la Figura N° 12, muestra como quedó el puente sobre el río Reque en Lambayeque.

Figura N° 12: Puente Reque (marzo 1998)



La experiencia nacional y mundial indica que la acción del agua es la causa principal de las fallas que ocurren en los puentes.

En la zona del río, donde se ubicará el proyecto del puente hay tres circunstancias que determinan la profundización del lecho fluvial para las condiciones de diseño. Ellas son:

- ✓ Socavación normal o general (erosión generalizada: degradación)
- ✓ Socavación (eventual) por contracción de la sección transversal (debida al estrechamiento creado, precisamente para construir el puente)
- ✓ Erosión local debida a los pilares.

A. Socavación normal o general.- Según Badillo y Rodríguez [8], manifiesta que “la socavación normal es el descenso del fondo del río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera, a su vez, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión. Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad que inicia el movimiento de algunas partículas de fondo, sino la velocidad, mayor que mantiene un movimiento generalizado; en suelos cohesivos, será aquella velocidad capaz de ponerlos en suspensión.

La primera velocidad mencionada depende de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante; y la segunda depende de las características del material de fondo y el tirante.

Como características del material se toma el diámetro medio, en el caso de suelos no cohesivos y el peso específico seco (γ_s) en el caso de suelos cohesivos”.

Para la determinación general de socavación del cauce se presenta el siguiente criterio

A.1 Socavación general del cauce. - Este método es propuesto por L. L. Lischtvan-Lebediev, y para aplicarlo es necesario hacer una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos, según se indica en la siguiente tabla.

Cuadro N° 14: Clasificación de los cauces de los ríos

	Cauce	Material de fondo	Distribución de materiales de fondo
Socavación General	Definido	Cohesivo	Homogéneo
			Heterogéneo
		No cohesivo	Homogéneo
			Heterogéneo
	No definido	Cohesivo	Homogéneo
			Heterogéneo
No cohesivo		Homogéneo	
		Heterogéneo	

Fuente: [8]

La quebrada Juana Ríos, debido a que tiene varias corrientes pequeñas que se entrecruzan y en donde esas corrientes cambian de posición con relativa facilidad; es que podemos afirmar que se trata de un río carente de un cauce bien formado.

A.1.1 Socavación general en cauces definidos. Según Badillo y Rodríguez [8], indica que la erosión del fondo del cauce en una sección transversal cualquiera, se realiza con la constante aportación de material de arrastre sólido y es provocada por la perturbación local del equilibrio entre el material que sale aguas abajo y el aportado. Al presentarse una crecida aumenta la velocidad en el cauce lo que “trae consigo un aumento de la capacidad de arrastre de la corriente, con lo que empieza a degradar el fondo. Al aumentar el gasto también aumenta la socavación, incrementándose el área hidráulica y la velocidad del agua, hasta que se llega a la socavación máxima de equilibrio al ocurrir el gasto máximo; al disminuir la avenida se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, iniciándose la etapa de depósito.

La condición para que haya arrastre en las partículas en un punto del fondo es que la velocidad media de la corriente sobre ese punto, denominada velocidad real, V_r , sea más que la velocidad erosiva V_e para suelos sueltos, esta última no es la velocidad de inicio de movimiento de algunas partículas, sino la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. De tratarse de un suelo cohesivo, es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las

partículas. Según lo explicado la erosión cesa cuando $V_e = V_r$. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del material de fondo y del tirante de a corriente.”

En la determinación de la profundidad de la erosión, tanto en cauces definidos como indefinidos, se distinguen dos casos diferentes según que la rugosidad sea o no la misma en toda la sección transversal del cruce.

A-1.1.1 Análisis de la socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme

“El problema consiste en calcular la erosión máxima general que se puede presentar en una sección al pasar una avenida con un gasto de diseño Q_d , el cual tendrá una cierta frecuencia de retorno. Para los cálculos subsecuentes se requiere conocer el gasto Q_d y la elevación que alcanza la superficie del líquido para ese gasto en la sección en estudio.”

La magnitud de la erosión en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco. En este caso, el valor de la velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, está dado por la expresión.

Ecuación N° 11

$$V_e = 0.60\gamma_d^{1.18}\beta H_s^x ; \frac{m}{s}$$

En donde:

γ_d = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s , en Tn/m^3

β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor está presentado en la Tabla N°8.

H_s = Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar al material, en m

X = exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_d del material seco en Ton/m^3 , el cual se encuentra en la Tabla N°9

Tabla N° 8: Valor del coeficiente B

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño	Coficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.9
5	0.94
2	0.97
1	1
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: [8]

Tabla N° 9: Valores de X para suelos cohesivos y no cohesivos.

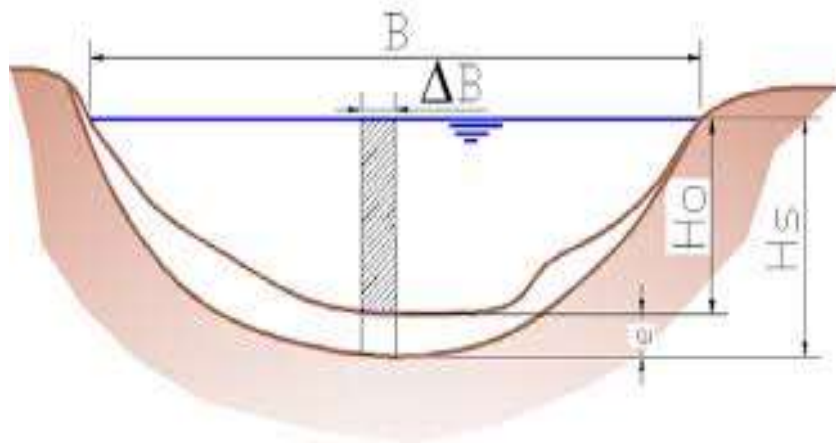
SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. específico	X	dm (mm)	X
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1 000.00	0.19
2.00	0.27		

Fuente: [8]

La variación de la velocidad media real de la corriente V_r , en función de la profundidad y para cada punto de la sección puede ser obtenida analizando una franja de la sección transversal, como la mostrada en la figura 13. La hipótesis que

se formula para realizar el cálculo es que el gasto en cada franja permanece constante mientras dura el proceso erosivo.

Figura N° 13: Variación de la velocidad media real de la corriente con la profundidad



Se toma la franja de espesor pequeño (ΔB) y en forma hipotética, se considera que el fondo se encuentra en su nivel inicial antes que se produzca la erosión. El gasto que pasa por esa sección se puede expresar según Manning por:

Ecuación N° 12

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

En este caso por ser ΔB pequeño, el radio hidráulico es igual al tirante.

En donde:

S = pendiente hidráulica

H_0 = profundidad antes de la erosión

n = coeficiente de rugosidad de Manning

Como se ha considerado una rugosidad constante en toda la sección, el valor de $\frac{1}{n} s^{1/2}$ es constante para cualquier punto de la sección y se denomina α entonces:

Ecuación N° 13

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

El valor de α puede también ser expresado en forma general como una función del tirante medio H_m de toda la sección transversal antes de la erosión y del gasto de diseño Q_d ya que:

Ecuación N° 14

$$Q_d = 1/n s^{1/2} H_m^{5/3} B_e$$

Ecuación N° 15

$$H_m = A/B_e$$

Donde:

H_m = el tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho efectivo B_e

B_e = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal; es decir del ancho total se descuenta el ancho se descuenta el ancho de las pilas cuando el ángulo de incidencia de la corriente con respecto al eje de la pila es 0° . En caso de la corriente incida con un ángulo θ con el eje de las pilas, la expresión más general para el cálculo, es:

Ecuación N° 16

$$B_e = \left(B - \sum b_i \right) \cos\theta - (n + 1 - N) * a * \text{sen}\theta$$

En la cual:

a = largo de la pila

b_i = suma de los anchos de las pilas dentro del tramo indicado por B de la figura 14.

n = Número de las caras de las pilas y/o estribos dentro del intervalo B

N = Numero de pilas y/o estribos considerados al tomar en cuenta.

Figura N° 14: Número de pilas



Cuando la sección en estudio corresponde al cauce de un puente, la corriente del agua forma remolinos cerca de las pilas y estribos del mismo, por lo que se hace necesario afectar el valor del gasto de diseño Q_d por un incidente μ llamado de contracción, el cual se encuentra en la Tabla N°10.

Tabla N° 10: Coeficiente de contracción μ

Velocidad media en la sección en m/s	Longitud libre entre dos márgenes										
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99

Fuente: [8]

Por lo tanto α queda expresada de la siguiente manera:

Ecuación N° 17

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

En la franja en estudio, al incrementarse H_o y alcanzar un valor cualquiera H_s , la velocidad disminuye a un valor V_r , esto en función de la velocidad y el tirante ΔQ en la franja ΔB , esta expresado por:

Ecuación N° 18

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

Considerando que el gasto permanece constante durante todo el proceso e igualando esta última expresión con la Ecuación N° 17, se tiene:

Ecuación N° 19

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_o^{5/3} \Delta B$$

En donde la velocidad real de la corriente es:

Ecuación N° 20

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

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de V_r velocidad de la corriente capaz de producir arrastre y V_e velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, lleguen a ser iguales:

Ecuación N° 21

$V_e = V_r$ Es la condición de equilibrio

A-1.1.2 Análisis de la socavación general para suelos no cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme.

En el estudio de la profundidad de la erosión en suelos formados por granos gruesos (arena, gravas finas, etc.), V_r tiene el mismo valor que en el caso anterior.

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

En cambio, V_e , esta expresada en la teoría que se analiza por:

Ecuación N° 22

$$V_e = 0.68 d_m^{0.28} B H_s^x ; \frac{m}{s}$$

Donde:

H_s = tirante para que se desee conocer V_e , en m.

X = exponente variable que depende del diámetro del material (ver Ecuación N°9)

d_m = es el diámetro medio en milímetros de los granos del fondo obtenido con la Ecuación N°23.

Ecuación N° 23

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i$$

Siendo.

d_m = diámetro medio en milímetros, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total, que se analiza.

p_i = peso como porcentaje de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben necesariamente ser iguales entre sí.

La condición de equilibrio para la socavación será también:

$V_e = V_r$ Es la condición de equilibrio

A-1.1.3 Profundidad de socavación en suelos homogéneos

En secciones homogéneas puede calcularse fácilmente la profundidad esperada de socavación dentro de la teoría de Lischtvan-Lebediev, ya que la condición de equilibrio se presenta cuando la velocidad de arrastre de la corriente V_r , es igual a la velocidad que se necesita tener para arrastrar el material V_e .

Dentro de los suelos homogéneos únicamente se distinguen dos condiciones diferentes según sea el material cohesivo o no.

a) Suelos cohesivos

La condición de equilibrio es $V_e = V_r$, en que V_r está dada por la Ecuación N°20 y V_e por la Ecuación N°22.

Ecuación N° 24

$$0.60\gamma_d^{1.18}\beta H_s^x = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s}$$

De donde:

Ecuación N° 25

$$H_s^{(1+x)} = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60\gamma_d^{1.18}B}$$

Y por lo tanto el tirante que se produce:

Ecuación N° 26

$$H_0 = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60\gamma_d^{1.18}B} \right)^{1/(1+x)}$$

Al restarle el tirante inicial H_0 , proporciona la socavación esperada.

Ecuación N° 27

$$S_G = H_s - H_0$$

b) Suelos no cohesivos

En este caso V_e , se tiene:

Ecuación N° 28

$$0.60d_m^{0.28}\beta H_s^x = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s}$$

De donde se obtiene:

Ecuación N° 29

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60 d_m^{0.28} B} \right)^{1/(1+x)}$$

Pudiendo deducir la socavación de la misma manera que los suelos cohesivos.

Como el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escoge en él algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer a cuanto alcanza la profundidad erosionada. Uniendo estos se tiene el perfil de socavación.

A-1.1.4 Profundidad de socavación en suelos no homogéneos

Por suelos no homogéneos se designan aquellos que se encuentran en estratos o capas diferentes. En este caso, cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de equilibrio, arriba de la cual los granos son arrastrados físicamente por el agua, se puede obtener analíticamente basándose en tanteos.

Escogiendo un punto Pi para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se procede por estratos a aplicar la Ecuación N°27 y la Ecuación N°29, según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el manto superior y se continúa hacia las capas más profundas. En el primer estrato en donde se cumpla que la profundidad Hs calculada cae dentro de él, esa “Hs” es la buscada y se suspenden los tanteos. Esto mismo se repite para varios puntos de la sección, que la unirse dará el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

A-1.2 Socavación general en cauces no definidos

En este tipo de cauces se tiene una capacidad erosiva más reducida, en comparación con ríos de cauce definidos. Según Badillo y Rodríguez[8], menciona que estos ríos cumplen por definición las siguientes condiciones:

Primera condición:

Ecuación N° 30

$$\frac{Q_p}{Q_a} \leq 0.25$$

Donde:

Q_p = Gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje denominado cauce principal

Q_a = Gasto suma de los que pasan por los otros cauces.

Segunda condición:

Ecuación N° 31

$$\frac{B_o}{B_r} = 0.80$$

B_o = Anchura del cauce para un nivel normal del agua

B_r = Ancho total del nivel de agua máximo comprendido entre los bordos del cauce de avenidas.

En los cauces indefinidos, la socavación se puede calcular dentro de la teoría de L. L. Lischtván-Lebediev con una secuela igual a la que se usa en los cauces definidos; sin embargo, la velocidad real, V_r , se compara ahora no con V_e , sino con una velocidad no erosionante, V_c , que depende de la naturaleza del fondo y del tirante de la corriente.

En general:

Ecuación N° 32

$$V_c = V_{c1} H_8^{0.2}$$

Donde:

V_c = Velocidad no erosionante para el tirante H_8

V_{c1} = Velocidad no erosionante correspondiente a un tirante de un metro.

H_8 = Tirante, en m, existente en el punto de estudio en el momento para el que se calcula la socavación. Con estas ideas, la profundidad de la socavación puede calcularse para suelos cohesivos y no cohesivos, con tal de conocer V_{c1} ; este valor puede obtenerse de la Tabla N°11 y Tabla N°12.

Tabla N° 11: Valores de Vc1 para suelos COHESIVOS en m/seg H= 1m

Tipo de suelo	$1.20 \leq \delta d < 1.66$ (Tn/m ³)	$1.66 \leq \delta d \leq 2.04$ (Tn/m ³)	$2.04 < \delta d \leq 2.14$ (Tn/m ³)
Arcillas Francas	0.85	1.2	1.7
Suelos arcillosos y limos plásticos	0.8	1.2	1.7
Arcillas margosas	0.7	1	1.3

Fuente: [4]

Tabla N° 12: Valores de Vc1 para suelos NO COHESIVOS en m/seg H=1m

Tipo de suelo	Dm	Valores de Vc1
Limos no plásticos	0.005 - 0.05	0.20 - 0.30
Arena fina	0.05 - 0.25	0.30 - 0.45
Arena media	0.25 - 1.0	0.45 - 0.60
Arena gruesa	1.0 - 5.0	0.60 - 0.85
Grava fina y media	5.0 - 25.0	0.85 - 1.45
Grava gruesa	25.0 - 75.0	1.45 - 2.40
Fragmentos chicos	75.0 - 200.0	2.40 - 3.80
Fragmentos medianos	200.0 - 400.0	3.80 - 4.75

Fuente: [4]

Como ha podido notarse, la teoría expuesta requiere para su aplicación de datos relativamente fáciles de obtener en la naturaleza.

- a) El gasto Qd de diseño escogido con una frecuencia determinada y que puede ser determinada mediante algún método estadístico.
- b) El perfil de la sección durante el estiaje, que es cuando más cómodo resulta obtenerlo.
- c) Características del material del fondo (γ_d o d_m), así como su distribución en el subsuelo, para lo cual se requiere hacer sondeos.

B. Socavación por estrechamientos: Según Badillo y Rodríguez [8], indica que “la socavación por estrechamientos se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce”. El efecto es muy importante en puentes,

donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones.

Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

- ✓ Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el de las avenidas
- ✓ Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente

Todas las ideas relativas a la socavación normal, ya expuestas son aplicables al tipo de socavación en estrechamientos, siendo innecesario repetirlas. El método de Lischtvan-Lebediev al obtener el ancho efectivo B_e toma en cuenta el estrechamiento.

C. Socavación local en pilas: Según Badillo y Rodríguez [8], menciona que cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río, se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de esta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla seria de juicio en esta cuestión conlleva la destrucción total de la estructura o la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos de la construcción.

Los estudios realizados permiten decidir que los parámetros (mayor o menor grado), influyen en la socavación local al pie de pilas del puente, las cuales se enlistan a continuación:

Parámetros hidráulicos.

- Velocidad media de la corriente
- Tirante frente a la pila
- Distribución de velocidades
- Dirección de la corriente respecto al eje de la pila.

Parámetros del fondo

- Diámetro de los granos

- Distribución granulométrica del material del fondo
- Forma de los granos
- Grado de cohesión o cementación
- Peso específico sumergido
- Estratificación del subsuelo.

Parámetros geométricos de la pila

- Ancho
- Relación largo-ancho
- Perfil de la sección horizontal

Parámetros de ubicación del puente

- Contracción en la sección
- Forma del río en planta
- Obras de control de gasto que se haya construido aguas arriba o aguas abajo.

Es importante notar que, para una misma pila, colocada en el mismo lugar, la socavación máxima producida no siempre se presenta en el mismo punto de la pila; depende de la velocidad del agua y del esviamiento de la pila.

A continuación, se describirán dos métodos para el cálculo de la socavación local en pilas.

C.1 Método De Laursen – Toch: Para Laursen - Toch y su escuela, la socavación depende fundamentalmente del tirante y ancho de la pila y en segundo término de la forma de ésta, si bien este parámetro no es significativo cuando la corriente ataca la pila en forma oblicua; en cambio la velocidad media de la corriente y el tamaño de los granos del fondo no son factores que sean tomados en cuenta para determinar la profundidad de la socavación con este criterio.

Los autores de este método distinguen dos casos generales:

- ✓ Cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas.
- ✓ Cuando forma un cierto ángulo con el mismo.

C.1.1. Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está alineada con el flujo, la socavación puede expresarse por:

Ecuación N° 33

$$S_0 = K_1 K_2 b$$

Figura N° 15: Alineación de la pila con el flujo



En donde:

S_0 = Profundidad de la socavación, a partir del fondo.

K_1 = Coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila y que se encuentra en la gráfica de la Figura N°16.

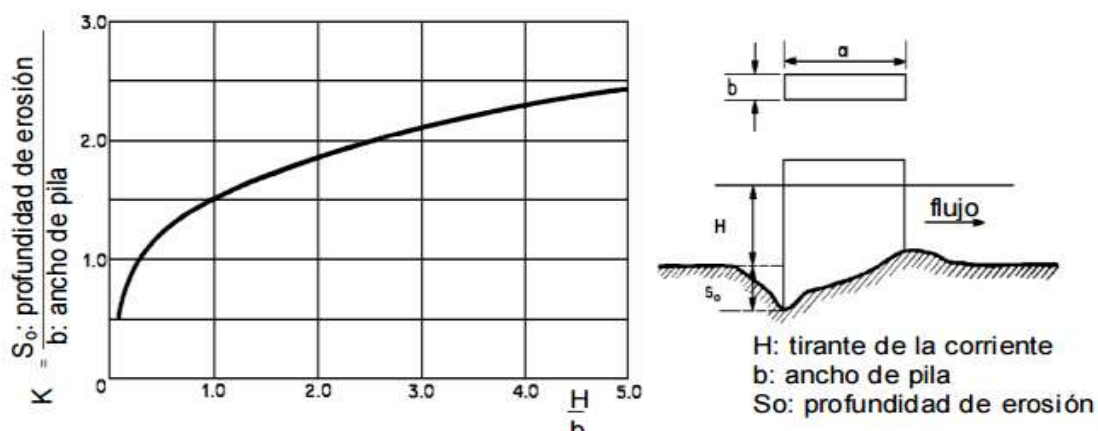
K_2 = Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila

b = ancho de la pila

Como puede observarse, para Laursen - Toch la socavación depende únicamente del tirante, ancho de pila y de la forma de esta, sin tomar en cuenta la velocidad, ni el diámetro del material del fondo.




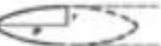
Este se considera únicamente arenoso, por lo que el método no es aplicable si existen boleos en el cauce.



Figura N° 16: Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa



Fuente: [4]

Tabla N° 13: Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila, es solo aplicable a las pilas orientadas según la corriente

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K ₂ DE SCHENEIBLE
RECTANGULAR a/b = 4		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA		$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$
		$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$
LENTICULAR		$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$
		$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$

FORMA DE LA NARIZ		SEGUN TISON
BISELADA a/b = 4		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO a/b = 4		0.75

Fuente: [4]

C.1.2. En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo Φ con el eje de la pila, la socavación puede determinarse con la expresión:

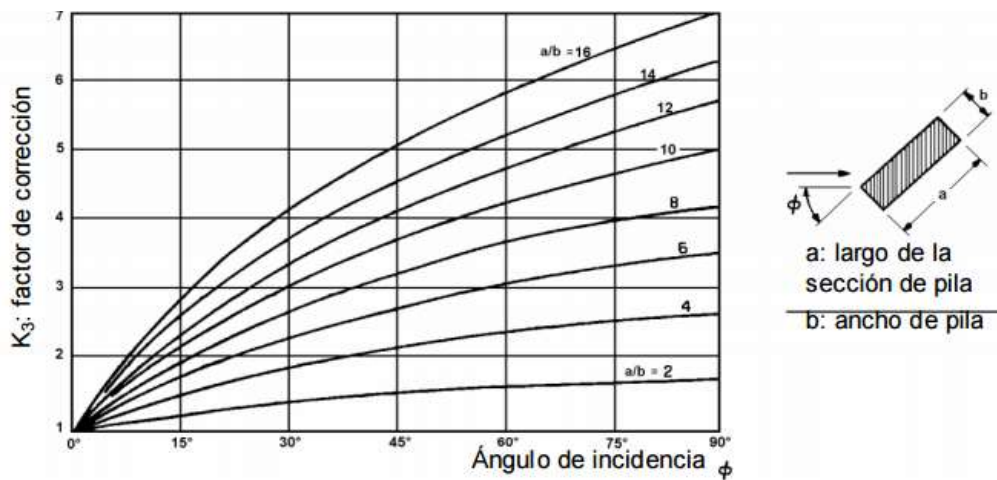
Ecuación N° 34

$$S_0 = K_1 K_3 b$$

En donde:

K_3 = Coeficiente que depende del ángulo Φ y de la relación a/b, el cual se determina con ayuda de la

Figura N° 1: Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de inclinación entre el eje de la pila y la corriente



Fuente: [4]

En este caso la socavación no depende de la forma de la nariz de la pila. Laursen y Toch realizaron sus observaciones fijándose en la socavación máxima que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Observaron que sin variar el tirante y a pesar de aumentar considerablemente la velocidad de la corriente, la socavación no progresaba. Según parece la mayor socavación es lo que les preocupaba y no dan ningún criterio para el caso en que no exista arrastre en el fondo o en que el arrastre sea menor con un fondo con rizos o dunas pequeñas. El valor de esa máxima socavación obtenida trate de arenas. Para gravas no aclaran si su grafica puede usarse o no, pero en boleos definitivamente no es válida.

C.2 Método de Yaroslavtziev

Para Yaroslavtziev, la socavación depende del cuadrado de la velocidad media de la corriente en primer término y tanto el tamaño de los granos, como la geometría de la pila, aun en el caso de ataque oblicuo de la corriente, son parámetros significativos en la valuación de la profundidad de la socavación.

Este investigador distingue dos casos, uno cuando el fondo del cauce está formado por materiales no cohesivos y otro cuando está formado por materiales cohesivos.

C.2.1. Método para suelos granulares sin cohesión. La expresión propuesta por Yaroslavtziev fue obtenida al parecer de la observación directa en varios puentes de la unión soviética y es:

Ecuación N° 35

$$S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30d$$

En que:

S_0 = Profundidad de socavación, en m

K_f = Coeficiente que depende, en general de la forma de la nariz y del ángulo de incidencia entra la corriente y el eje de la misma.

K_v = Coeficiente definido por la expresión:

Ecuación N° 36

$$\log K_v = -0.28 \sqrt[3]{v^2/gb_1}$$

V= velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general, en m/s

$$G = 9.81 \text{ m/s}^2$$

b_1 = proyección de un plano perpendicular a la corriente, de la sección de la pila.

Cuando el ángulo de incidencia vale 0° , b_1 es igual al ancho b de la pila

e = coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión:

Ecuación N° 37

$$\text{Log } K_H = 0.17 - 0.355 H / b_1$$

Y que puede encontrarse además con ayuda de la curva de Figura N° 19

H= tirante de la corriente frente a la pila. Este valor es el obtenido al presentarse una avenida después de aplicar lo expuesto en los párrafos alusivos a la estimación de la socavación general

d= diámetro en m. de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse el embudo producido por la erosión se realiza una selección de los materiales, quedando únicamente los más grandes en el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas más profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar a erosionar, se tomara como diámetro representativo al d^{85} mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cm. Yaroslavtziev

recomienda no considerar el segundo término de la fórmula. Si un estrato con boleos sobreyace a uno de arena fina, por ejemplo, la profundidad de socavación llega a esta última, al calcular al d_{85} de ella deberá tomarse en cuenta que el boleo no arrastrado se mezcla con la arena, produciendo un nuevo material.

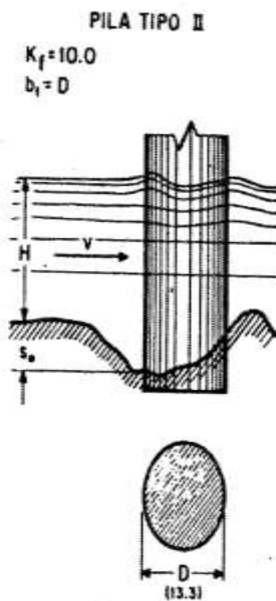
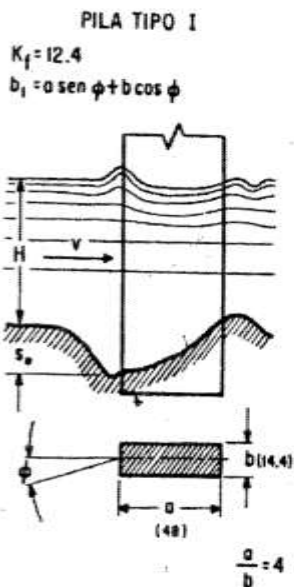
Yaroslavtziev hace hincapié en que, en vista de que el esviajamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que, para un caudal de agua menor, pero que indica con el ángulo θ máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo θ menor.

Advierte además que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que la relación H/b_i sea menor de 2 y la pila este inclinada respecto a la corriente y añade también que los valores con ella obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan. Previene, asimismo, sobre la posibilidad de que ocurran depósitos frente a las pilas o erosiones negativas, en el caso de que las velocidades sean muy bajas.

Figura N° 17: Metodo De Yaroslavtziev

METODO DE YAROSLAVTZIEV

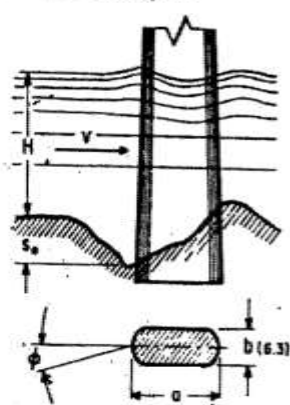
EXPRESION GENERAL $S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{es}$



PILA TIPO III

ψ	0°	10°	20°	30°	40°
K_f	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

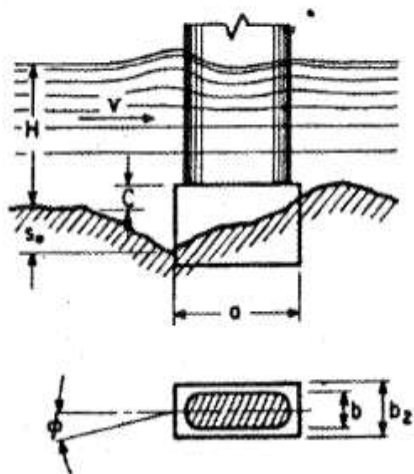
$b_1 = (a-b) \text{ sen } \phi + b$



PILA TIPO IV

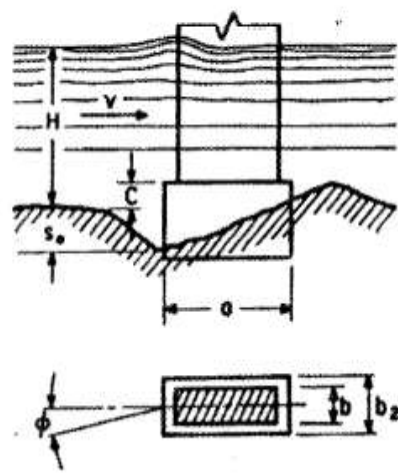
ϕ	COEFICIENTE K_f					
	C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (a - b_0) \text{ sen } \phi + b_0$ para $C/H \leq 0.3$
 $b_1 = a \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$ para $C/H > 0.3$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



PILA TIPO V
 Coeficiente $K_f = 12.4$

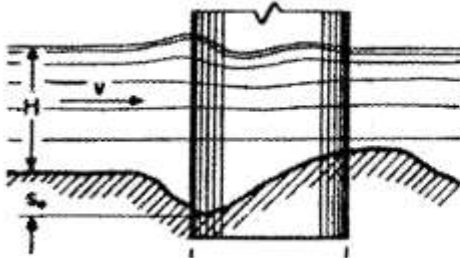
$b_1 = a \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



Fuente: [4]

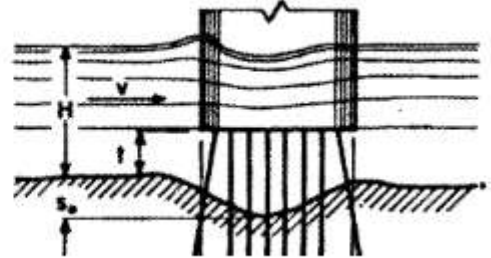
PILA TIPO VI			
β°	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

$$b_1 = (a-b) \text{sen } \phi + b$$



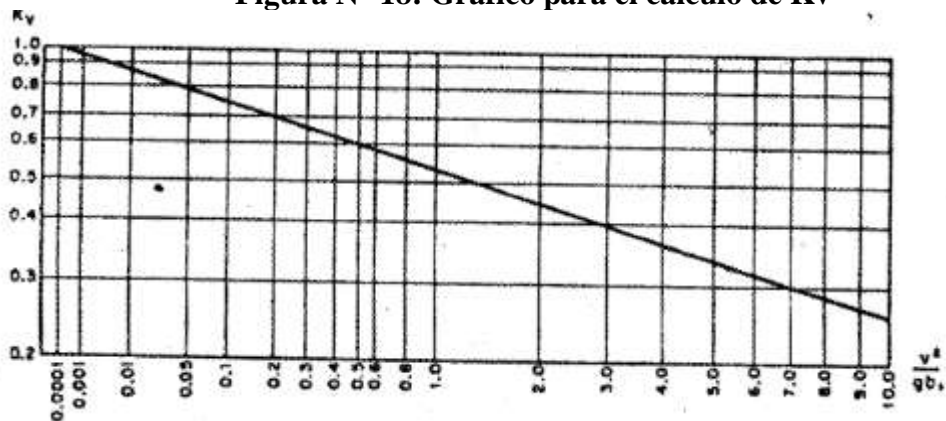
PILA TIPO VII					
ϕ	COEFICIENTE K_f				
	t/b				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7.3	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.10	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.90	6.70	5.9

$$b_1 = (a-b) \text{sen } \phi + b$$



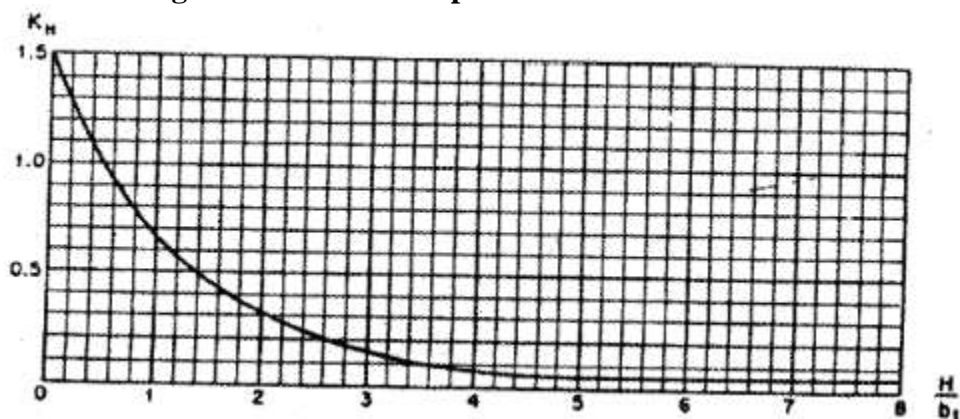
Fuente: [4]

Figura N° 18: Gráfico para el cálculo de K_v



Fuente: [4]

Figura N° 19: Gráfica para el cálculo de K_h



Fuente: [4]

3.6.5.5. Profundidad de cimentación

En caso de puentes sobre cursos de agua, según el MTC [3], menciona que la información sobre la geomorfología y las condiciones del sub suelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la sub estructura se realizará tomando en cuenta además la influencia de la socavación y la sub presión en el diseño. El nivel de cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación calculada en el apartado 4.5.4.2

3.6.6. Estudios diseño estructural

3.6.6.1. Componentes de la estructura de un puente

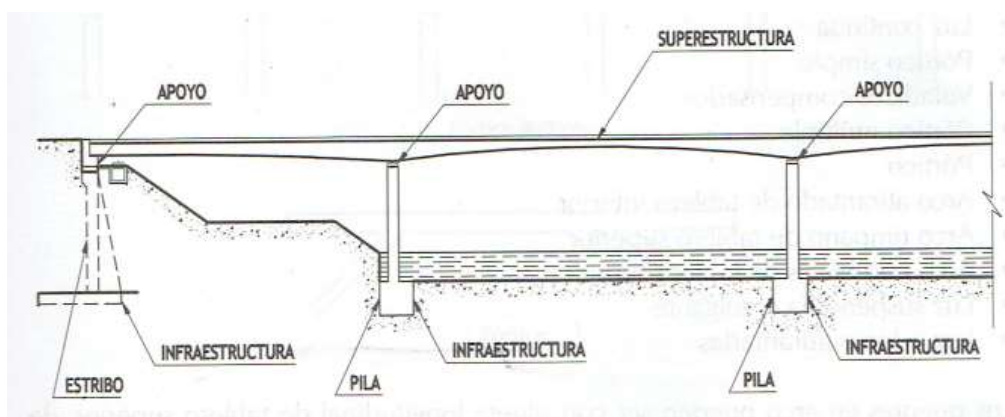
Según la norma técnica peruana E-010[9], divide la estructura de un puente en dos partes fundamentales: la superestructura y la infraestructura o subestructura.

a. La superestructura: está conformada por elementos como las vigas, las riostras, las losas, las barandas, los andenes. Sobre la estructura se realiza la circulación de los vehículos y de los peatones, se le denomina el tablero del puente.

b. La Infraestructura: recibe la superestructura y la lleva hasta la cimentación. Está compuesta por las pilas y los estribos, con sus respectivas cimentaciones.

Los apoyos sirven de vínculo entre la superestructura y la infraestructura; a través de ellos, se transmiten las cargas, entre las dos componentes anteriores. Se les considera parte de la infraestructura. En la Figura N°20 indica las diferentes partes integrales de un puente.

Figura N° 20: Componentes de un puente



Fuente: [9]

3.6.6.2. Tipos de puentes

A. Según su Utilidad. La utilidad de los puentes puede ser muy distinta. Entre los principales tenemos:

- Puentes para carreteras
- Puentes peatonales
- Puentes para vías férreas
- Puentes para el paso de tubería
- Viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros (TRM)

Debido a que en este estudio se planteó para mejorar la transito de peatones frente a un cauce natural, el estudio se centró en un puente peatonal.

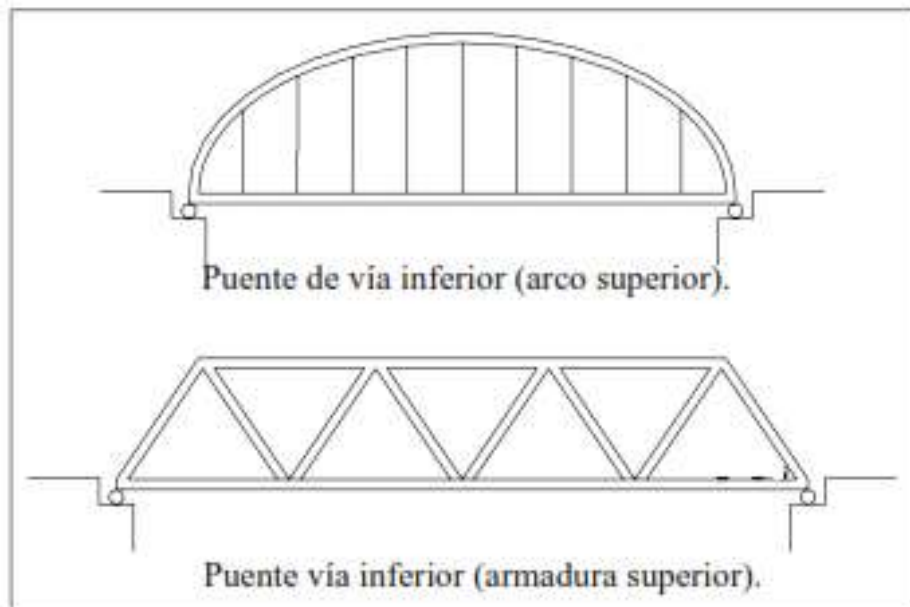
B. Según el material. En cuanto a los fines de clasificación se refiere, la identificación se hace en base al material utilizado en la estructura principal. Por ejemplo, cuando se habla de un puente de acero, se entiende que la estructura principal es de acero, pero la losa puede ser de concreto.

Los tipos más usados son.

- Puentes de madera.
- Puentes de concreto reforzado o pre esforzado.
- Puentes metálicos.
- Puentes compuestos (metal con concreto)

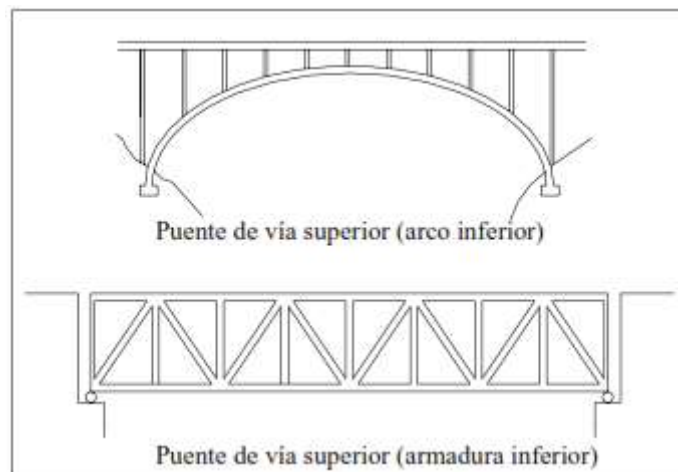
C. Según la localización de la calzada. Esta clasificación está basada en la ubicación de la vía o calzada con respecto a la estructura (armadura o arco)

Figura N° 21: Puente de vía Inferior



Fuente: [6]

Figura N° 22: Puente de Vía Superior



Fuente: [6]

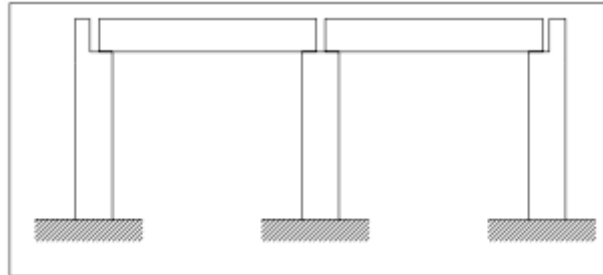
D. Según el tipo de sistema estructural

Longitudinalmente se puede optar por diversos sistemas estructurales. A continuación, presentamos los principales esquemas estructurales:

D.1 Puentes tipo viga. Los puentes tipo viga son los más comunes. Estructuralmente, también son los más sencillos, se pueden dividir en:

D.1.1 Puentes de tramos simplemente apoyados; (Una o varias luces simplemente apoyadas). Pueden ser los de losa maciza o de losas y vigas (ver Figura N°23). Su desventaja se encuentra en el mayor número de juntas y dispositivos de apoyo.

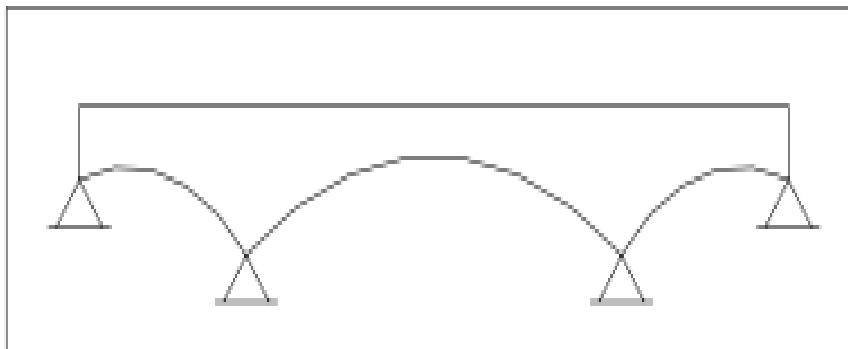
Figura N° 23: Puentes de viga simplemente apoyados



Fuente: [6]

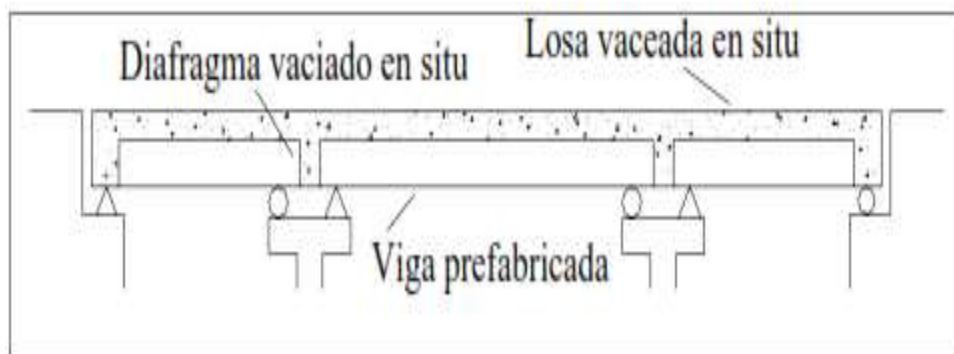
D.1.2 Puentes de vigas continuas: Este tipo de puentes (Ver Figura N°24) constituyen estructuralmente la solución más eficiente. Un tipo especial de estos puentes son los formados por vigas parcialmente continuas (Ver Figura N°25) está formado por vigas prefabricadas, que se colocan entre los apoyos y posteriormente integrarse con una losa vaciada en sitio.

Figura N° 24: Puente de vigas continuas



Fuente: [6]

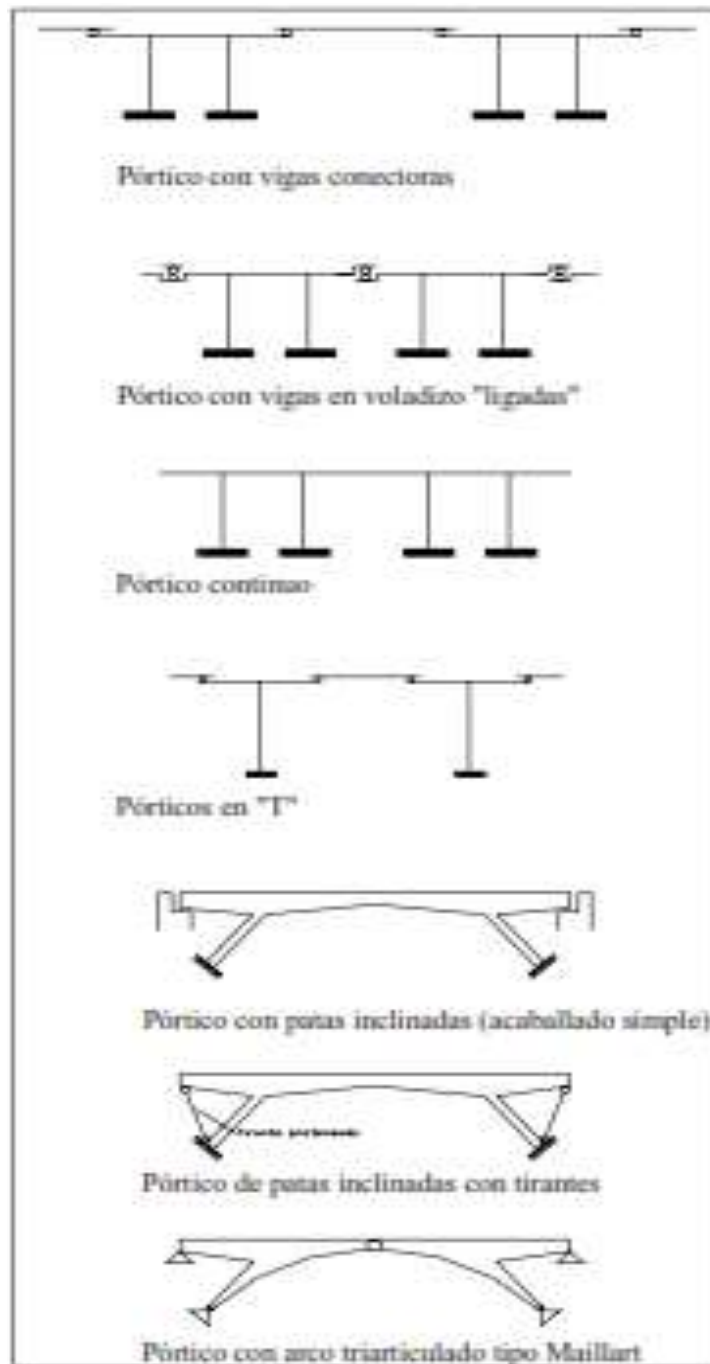
Figura N° 25: Puente de vigas parcialmente continuas



Fuente: [6]

D.2 Puentes de estructura porticada: la principal característica de estos puentes es la unión rígida entre la superestructura y los pilares y/o estribos. Existen diversos esquemas de pórticos, entre los principales tipos tenemos:

Figura N° 26: Puentes de estructura porticada



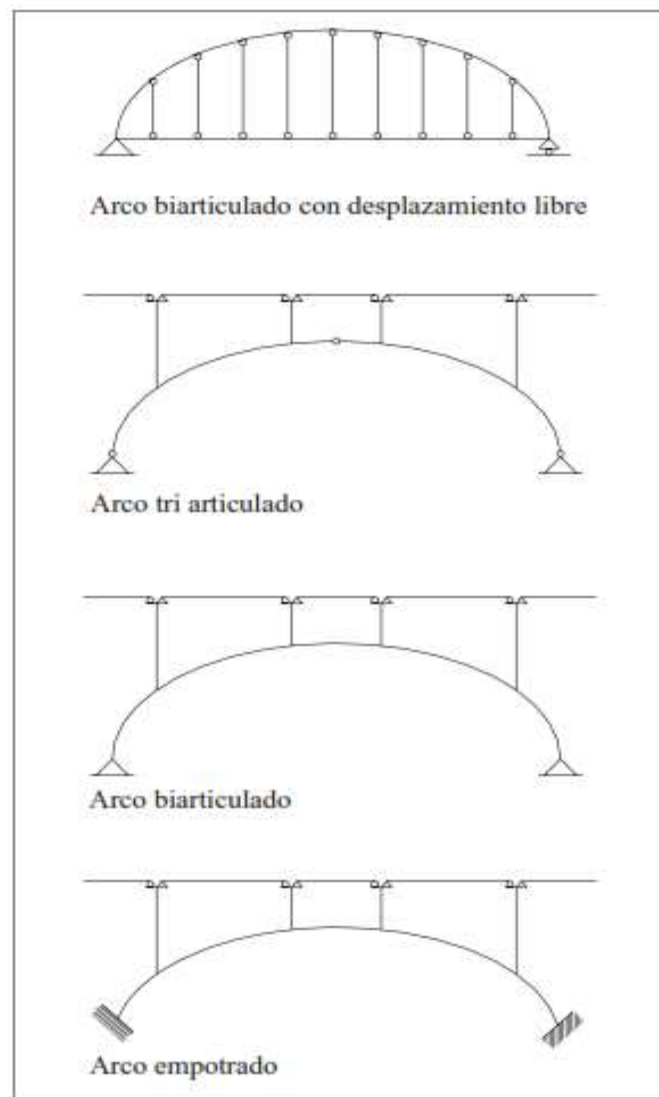
Fuente: [6]

D.3 Puentes tipo arco. En este caso la estructura principal es el arco. La característica principal del arco es que gracias a su forma transmite gran parte de las cargas en compresión. Debe tenerse en cuenta que los arcos más isostáticos son los más simples

de analizar, pero sus dimensiones resultan mayores. Además, debe considerarse que las articulaciones son por lo general costosas. En cambio, los arcos empotrados suelen alcanzar luces mayores con el inconveniente de hacerse más críticos los efectos de contracción de fragua, variación térmica y deformaciones. Los principales tipos de arco son (ver Figura N°27)

- Arco tri articulado.
- Arco biarticulado.
- Arco biarticulado con desplazamiento libre.
- Arco empotrado.

Figura N° 27: Puentes tipo arco.

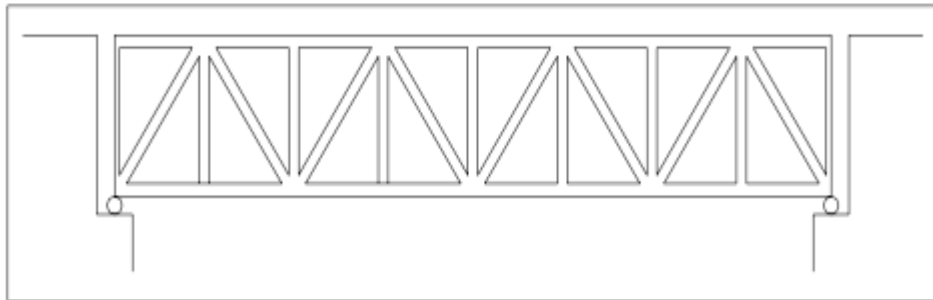


Fuente: [6]

D.4 Puentes reticulados. La estructura principal de este tipo de puentes está conformada por dos reticulados planos paralelos. El reticulado está formado por el

ensamblaje triangular de elementos rectos, que por lo general son estructuras metálicas (ver Figura N°28).

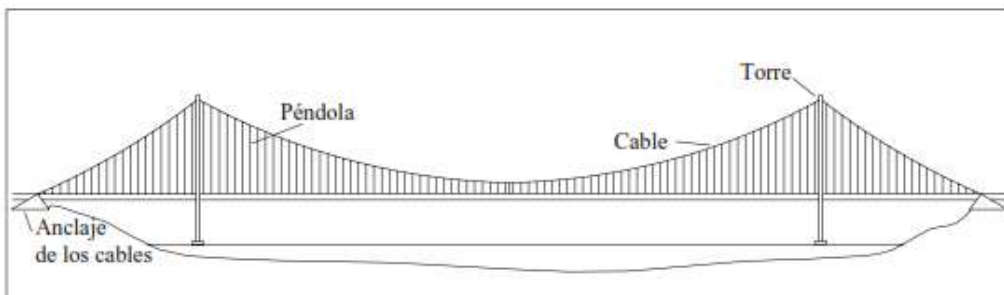
Figura N° 28: Puente reticulado



Fuente: [6]

D.5 Puentes Colgantes. Este tipo de estructura se utiliza para cubrir grandes luces. En el puente colgante la estructura principal la constituyen los cables curvos que soportan las cargas que transmiten las fuerzas a las torres y a los macizos de anclaje (ver Figura N°29). Los cables sostienen el tablero por medio de tirantes llamados péndolas. Estructuralmente, un puente colgante es un “arco” invertido en el que la estructura principal (el cable) está sometida principalmente a tracción.

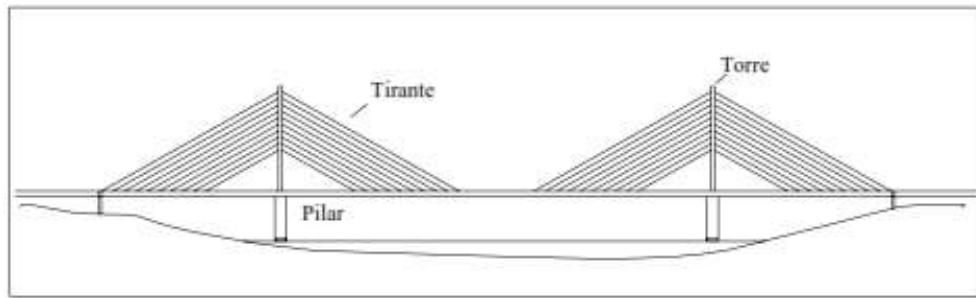
Figura N° 29: Puente colgante.



Fuente: [6]

D.6 Puentes atirantados. Los puentes atirantados son una variedad de puente colgante. El esquema consiste de una viga colgada de tirantes que van directamente hacia las torres. Estos puentes son más rígidos y tienen menos problemas de inestabilidad aerodinámica.

Figura N° 30: Puente Atirantado.



Fuente: [6]

3.6.6.3. Geometría de detalles

En esta sección se presenta los detalles y los elementos a ser considerados en el diseño de un puente peatonal para su empleo y funcionamiento.

A. Secciones transversales. según Tejada [1], indica que el ancho de la sección transversal no será menor que el ancho del acceso del puente. Por lo tanto, la sección transversal para este proyecto en particular será el mismo que el ancho de la sección transversal de la escalera de acceso. Además, por consideraciones de drenaje del tablero, las secciones transversales deberán contar con una pendiente transversal mínima de 2% (2 cm/m).

B. Gálibos: según tejada manifiesta que, en puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 m a 2.50 m sobre el nivel máximo de las aguas. Para este proyecto se considerará la altura del galibo de 1.50 m.

C. Dispositivos básicos de protección. Según el MTC [3] tenemos:

C.1 Barandas; estas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas. La altura de las barandas para puentes peatonales según, será como mínimo 1.10 metros.

C.2 Juntas de dilatación; estas deben ser limitadas a lo estrictamente necesario por estar constituidas por dispositivos con una vida útil limitada. Estas deben ser escogidas en función del desplazamiento previsto después de su colocación.

C.3 Señalización; se debe establecer las medidas de señalización a ser tomadas durante las etapas de construcción y de servicio del puente, temiendo como referente el Manual de Señalización de caminos.

3.6.6.4. Estudio de la normativa para el análisis y diseño de puentes metálicos

El diseño se basó en las propiedades de los materiales indicados:

A. Aceros estructurales: Se define como acero estructural al producto de la aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos tales como silicio, fósforo y oxígeno, que le aportan características específicas.

Los aceros estructurales deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Tabla N°14, y el diseño deberá estar basado en las propiedades mínimas indicadas.

El módulo de elasticidad y el coeficiente térmico de expansión de todos los grados de acero estructural serán asumidos como 200 000 MPa (2 040 000 kgf/cm²) y 11,7x10⁻⁶ mm/mm/°C, respectivamente.

Tabla N° 14: Propiedades Mecánicas mínimas de aceros estructurales para forma, resistencia y espesor

Acero	Estructural	De alta resistencia de baja aleación		Revenidos y templados		
				De baja aleación	Aleados de alta resistencia a la fluencia	
Designación AASHTO: M270	Grado 250	Grado 345	Grado 345W	Grado 485W	Grado 690/690W	
Equivalente ASTM: A709M	Grado 250	Grado 345	Grado 345W	Grado 485W	Grados 690/690W	
Espesor de planchas (mm)	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	Hasta 65 incl.	Sobre 65 hasta 100 incl.
Formas (secciones)	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	No aplicable	No aplicable	No aplicable
Fu MPa (kgf/cm ²)	400 (4000)	450 (4600)	485 (4950)	620 (6300)	760 (7750)	690 (7040)
Fy MPa (kg/cm ²)	250 (2500)	345 (3500)	345 (3500)	485 (4950)	690 (7040)	620 (6300)

Fuente: [3]

B. Pernos, tuercas y arandelas

B.1 Pernos: los pernos deberán cumplir con una de las siguientes especificaciones:

- ✓ Las especificaciones estándares para pernos y conectores de acero al carbón, resistencia a la tracción de 400 MPa (4080 kgf/cm²), ASTM A307.
- ✓ La especificación estándar para pernos de alta tensión para uniones estructurales de acero con una resistencia mínima a la tracción requerida de 830MPa (8450 kgf/cm²) para diámetros de 16 a 27 mm y 725 MPa (7400 kgf/cm²) para diámetros de 30 mm a 36 mm, AASHTO A325 (ASTM A325M).
- ✓ Las especificaciones estándar para pernos de alta tensión, para uniones estructurales de acero, AASHTO M253 (ASTM A490M).

✓ Los pernos de tipo 1, deberán ser usados con aceros diferentes a los aceros desgastados por la intemperie. Los pernos del tipo 3, que cumplen con ASTM A325M o ASTM A490M deberán usarse con aceros desgastados por la intemperie.

B.2 Tuercas: las tuercas para pernos AASHTO M164 (ASTM A325M) deberán cumplir o con la especificación estándar para tuercas de carbón y acero aleado, AASHTO M291 (ASTM A563M), grados 12, 10S3, 8S, 8S3, 10 o 10S o la especificación estándar para tuercas de acero al carbón y aleado para pernos usados en servicios de alta temperatura y alta presión, AASHTO M292 (ASTM A194), grados 2 y 2H.

Las tuercas para pernos AASHTO M253 (ASTM A490M) deberán cumplir con los requisitos de AASHTO M291 (ASTM A563M), grados 12 y 10S3 o AASHTO M292 (ASTM A194), grado 2H. Las tuercas a ser usadas con pernos AASHTO M164 (ASTM A325M), tipo 3 serán de grado C3 o DH3, y las tuercas a ser usadas con pernos AASHO M253 (ASTM A490M), tipo 3, serán de grado DH3.

B.3 Arandelas: las arandelas cumplirán con la especificación estándar para arandelas de acero endurecido, AASHTO M293 (ASTM F436M).

B.4 Metal para soldadura: el metal para soldadura cumplirá los requisitos del Código de Soldadura D1.5 ANSI / AASHTO / AWS.

3.6.6.5. Cargas

A. Clasificación y definición. Según el MTC [1], indica que las cargas se clasifican en:

A.1 Permanentes: son aquellas que actúan durante toda la vida útil sin variar significativamente. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales. También se consideran como cargas permanentes el empuje de las tierras, los efectos debido a la contracción de fragua y el flujo plástico, las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos de construcción y los efectos de asentamientos de apoyos.

A.2 Variables: son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen el peso de los vehículos y de las personas. Así como también las cargas durante la construcción debido a pesos de materiales y equipos requeridos.

A.3 Excepcionales. Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio.

Para propósitos de este proyecto solo se considerará las cargas permanentes y las variables, dejando de lado las excepcionales debido a que eventos de esta magnitud no son probables de ocurrir.

B. Cargas que actúan en el proyecto

B.1 Carga muerta: son aquellas que actúan durante toda la vida útil sin variar significativamente. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales.

B.2 Carga viva: este proyecto tiene como objetivo mejorar la transitabilidad peatonal de los diferentes centros poblados; por lo tanto, según [10] deberán ser diseñados para una carga viva uniformemente repartida de 415 kgf/m²

B.3 Empuje de agua y sub-presiones

B.3.1 Presión estática: la sub estructura estará cimentada dentro del cauce de una quebrada, por lo tanto, los pilares estarán sujetas al empuje del agua y deben ser diseñados para resistir los esfuerzos más desfavorables en las condiciones de aguas máximas y aguas mínimas.

B.3.2 Sub-presiones: las sub-presiones serán estimadas mediante una red de flujo u otro procedimiento equivalente. A falta de un estudio detallado, la sub-presión en cada punto será calculada como el producto del peso específico del agua por la diferencia de niveles entre la superficie del agua y el punto considerado.

B.3.2 Efectos del agua en movimiento

B.3.2.1 En dirección longitudinal: es la presión debida al movimiento del agua en dirección longitudinal, es decir aquella que corresponde a la dirección de flujo, será calculada mediante:

Ecuación N° 38

$$P = 0.5 C_D V^2$$

Donde:

P = Presión media de la corriente de agua en KN/m²

C_D = Coeficiente de arrastre longitudinal indicado en la Tabla N°15

V = Velocidad máxima del agua en m/s

Tabla N° 15: Coeficiente de arrastre Longitudinal

Tipo de Estructura	C_D
Pilar con extremo semicircular	0,7
Pilar con extremo plano	1,4
Pilar con extremo en ángulo agudo	0,8
Troncos u otros escombros	1,4

Fuente: [3]

La resultante de la fuerza debida al movimiento del agua, se calculará como el producto de la presión media por el área proyectada en dirección normal a la corriente y se considerará aplicada a una altura, medida desde el fondo de río, igual a 60% del tirante de agua.

B.3.2.2 En dirección transversal: Cuando la dirección de flujo forma un ángulo, Φ , con la dirección del pilar se supondrá que sobre la cara lateral del mismo actúa una presión uniforme dada por:

Ecuación N° 39

$$P = 0.5 C_T V^2$$

Donde:

P = presión media de la corriente de agua en KN/m²

C_T = Coeficiente de arrastre transversal (ver Tabla N°16)

V = Velocidad máxima del agua en m/s

Tabla N° 16: Coeficiente de arrastre transversal

Ángulo entre la dirección del flujo y la dirección longitudinal del pilar	C_T
0°	0
5°	0,5
10°	0,7
20°	0,9
30° ó más	1,0

Fuente: [3]

La resultante de la fuerza transversal, se calculará como el producto de la presión lateral por el área expuesta.

B.4 Cargas de Viento: Las presiones originadas por el viento, se supondrán proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. Para puentes con una altura de 10 m o menos, medida desde el nivel de agua o desde la parte más baja del terreno. Para este proyecto la altura del puente, según el apartado 3.6.5.2, indica una altura máxima del tablero de 1.50m – 2.50 m sobre el nivel máximo del agua. Por lo tanto, la presión del viento será constante.

B.5 Variaciones de temperatura: en ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los indicados en la Tabla N°17.

Tabla N° 17: Rangos de temperatura

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado	10 a 40	-10 a 35	10 a 50
Acero	5 a 50	-20 a 50	10 a 60

Fuente: [3]

La temperatura de referencia, será la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto, o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura.

B.6 Efectos de sismo: Según las especificaciones dadas por el MTC [3], para los casos siguientes no se requiere análisis sísmico, tal como la especifica la Tabla N°18.

- Puentes ubicados en la zona sísmica 1, independientemente de las características de la estructura.
- Puentes simplemente apoyados independientemente de la zona donde se ubiquen.

Tabla N° 18: Requisitos mínimos de análisis por efectos sísmicos.

Zona sísmica	Puentes de varios tramos								
	Simplemente apoyados	Puentes críticos		Puentes esenciales		Otros puentes			
		R	I	R	I	R	I		
1	No se requiere diseño sísmico	No se requiere análisis sísmico							
2		MM	MM	SM	MM	UL	SM		
3		MM	TH	MM	MM	UL	MM		
4		TH	TH	MM	MM	UL	MM		

Fuente: [3]

Donde:

UL: Método elástico de carga uniforme.

SM: Método elástico para un solo modo.

MM: Método elástico multimodal.

TH: Método tiempo historia.

C. Factores de carga, estados límites y combinaciones: se consideran las siguientes cargas en las diferentes combinaciones:

C.1 Cargas Permanentes:

DD= Fuerza de arrastre hacia abajo.

DC= Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.

DW= Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH= Presión de tierra horizontal.

ES= Carga superficial en el terreno.

EV= Presión vertical del relleno.

C.2 Cargas Transitorias:

BR= Fuerza de frenado vehicular.

CE= Fuerza centrífuga vehicular.

CR= “Creep” del concreto.

CT= Fuerza de choque vehicular.

CV= Fuerza de choque de barcos.

EQ= Sismo.

FR= Fricción.

IC= Carga de hielo.
IM= Carga de impacto.
LL= Carga viva vehicular.
LS= Carga viva superficial.
PL= Carga viva de peatones.
SE= Asentamiento.
SH= Contracción.
TG= Gradiente de temperatura.
TU= Temperatura uniforme.
WA= Carga de agua y presión del flujo.
WL= Efecto de viento sobre la carga viva.
WS= Efecto de viento sobre la estructura.

Se consideran los siguientes estados límites:

- **Resistencia I:** Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- **Resistencia II:** Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
- **Resistencia III:** Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.
- **Resistencia IV:** Combinación de carga correspondiente a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.
- **Resistencia V:** Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.
- **Evento extremo I:** Combinación de carga incluyendo sismo.
- **Evento extremo II:** Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.
- **Servicio I:** Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar).

- **Servicio II:** Combinación de carga considerada para controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular.
- **Servicio III:** Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.
- **Fatiga:** Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

Los factores de carga, que se consideren en una combinación de diseño, serán tomados como los especificados en la Tabla N° 21. Los factores serán escogidos para producir el estado límite evento extremo.

En las combinaciones de cargas donde el efecto de una fuerza reduce el efecto de otra, se aplicará el mínimo valor de la fuerza reductora. Cuando la carga permanente incrementa la estabilidad o la capacidad de carga de algún componente o de todo el puente, se evaluará la posibilidad de una combinación de carga con el mínimo valor de tal carga permanente.

El factor de carga, para gradiente de temperatura (TG) y asentamiento (SE), será determinado para cada proyecto.

Tabla N° 19: Factores de carga para cargas permanentes (γ_p)

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC : Componentes y auxiliares	1.25	0.90
DD : Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW : Superficies de rodadura y accesorios	1.50	0.65
EH : Presión horizontal de tierra	Activa	0.90
	En reposo	0.90
EV : Presión vertical de tierra	Estabilidad global	N/A
	Estructuras de retención	1.00
	Estructuras rígidas empotradas	0.90
ES : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Fuente: [3]

Tabla N° 20: Factores de carga para gradiente de temperatura (γ_{tg})

Factor de carga	Estado limite
0.00	Para rotura o eventos extremos
1.00	Para servicio, sin considerar carga viva
0.50	Para servicio, considerando carga viva

Fuente: [3]

Tabla N° 21: Combinaciones de carga y factores de carga

Estado límite	Combinación de cargas	DC, DD, DW, EH, EV, ES	LL, IM, CE, BR, PL, LS	WA	WS	WL	FR	TU, CR, SH	TG	SE	Usar solamente uno en cada combinación			
											EQ	IC	CT	CV
Resistencia I		γ_F	1.75	1.00			1.00	0.50 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
Resistencia II		γ_F	1.35	1.00			1.00	0.50 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
Resistencia III		γ_F		1.00	1.40		1.00	0.50 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
Resistencia IV (Solamente EH, EV, ES, DW, DC)		γ_F 1.5		1.00			1.00	0.50 1.20						
Resistencia V		γ_F	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}				
Evento extremo I		γ_F	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00			
Evento extremo II		γ_F	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00
Servicio I		1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	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}				
Fatiga (Sólo LL, IM, y CE)			0.75											

Fuente: [3]

3.6.6.6. Deflexiones

Según AASHTO [10], indica que los miembros deben estar diseñados de manera que la deflexión debido a la carga viva de servicio peatonal no sobrepase $L/500$ de la longitud del tramo, la deflexión horizontal debido a la carga de viento lateral no excederá de $L/500$ de la longitud del tramo.

3.6.6.7. Del diseño de la superestructura

A. Diseño de la losa de piso. Para el diseño de la losa del puente peatonal, se requiere de un sistema estructural económico y funcional que permita soportar las cargas vivas a las que estará expuesta. Por lo tanto, para este proyecto se consideró un tablero a base de madera que se apoyará en vigas de acero.

A.1 Tablero a base de madera: para el presente estudio, se ha considerado los requisitos mínimos para los materiales, diseño, construcción y mantenimiento de estructuras de madera que se establecen en la Norma Técnica Peruana E-010, además se tomara en cuenta las siguientes condiciones:

- La determinación de las cargas actuantes, se hará de acuerdo la Norma E-020 y la Norma E-030 para diseño sismo resistente.
- La madera a emplear será aserrada y deberá estar seca a un contenido de humedad en equilibrio con el ambiente y no excederá al 22% del contenido de humedad.
- La Madera a utilizar, debe pertenecer a alguno de los grupos definidos que se establece en la Norma E-10, para madera estructural y que han sido clasificadas en tres grupos A, B, C
- Para efectos de diseño, la madera se considerará como un material homogéneo e isotrópico.
- Los elementos estructurales de madera se analizarán por procedimientos convencionales del análisis lineal y elástico. Teniendo en cuenta el módulo de elasticidad E_{min} indicado para cada grupo.

Tabla N° 22: Modulo de elasticidad para los grupos de madera

MODULO DE ELASTICIDAD Pa (Kg/cm²)		
GRUPO	E_{min}	E_{max}
A	9,316 (95,000)	12,148 (130,000)
B	7,355 (75,000)	9,806 (100,000)
C	5,394 (55,000)	8,826 (90,000)

Fuente: [11]

- El método de diseño para los elementos de madera, será por cargas de servicio, es decir, utilizando el método de esfuerzos admisibles.
- Los elementos estructurales deberán diseñarse teniendo en cuenta criterios de resistencia, rigidez y estabilidad. Considerando en cada caso la situación más crítica.
- La resistencia de los elementos estructurales, debe diseñarse, teniendo en cuenta que, los esfuerzos producidos por las cargas de servicio y modificadas por los coeficientes aplicables en cada caso, sean iguales o menores que los esfuerzos admisibles del material.

Tabla N° 23: Esfuerzos admisibles por grupo

ESFUERZOS ADMISIBLES Pa (Kg/cm ²)					
GRUPO	FLEXION	TRACCION PARALELA	COMPRESION PARALELA	COMPRESION PERPENDICULAR	CORTE
A	20,6 (210)	14,2 (145)	14,2 (145)	3,9 (40)	1,5 (15)
B	14,7 (150)	10,3 (105)	10,8 (110)	2,7 (28)	1,2 (12)
C	9,8 (100)	7,3 (75)	7,8 (80)	1,5 (15)	0,8 (8)

Fuente: [11]

- En la rigidez de los elementos estructurales de madera, debe considerarse que, las deformaciones sean evaluadas para cargas de servicio y estas deben ser menores o iguales que las admisibles,
- Los elementos estructurales de madera en este proyecto son horizontales, por lo que estarán sometidos principalmente a flexión.
- Las deflexiones deben calcularse teniendo en cuenta:
 - la combinación más desfavorable de cargas permanentes y sobrecargas de servicio. (CM + CV)
 - Sobrecargas de servicio actuando solas. (CV)
- Las deflexiones máximas admisibles deberán limitarse a los siguientes valores:
 - Para cargas de servicio permanentes más sobrecargas de servicio; L/250.
 - Para Sobrecargas de servicio actuando solas; L/350 o 13 mm. Como máximo.
- Los esfuerzos de compresión o de tracción “ σ_m ”, producidos por flexión no excederán el esfuerzo admisible por flexión, “ f_m ” De la Tabla N°23
- Los esfuerzos cortantes “ τ ”, no deben exceder al máximo admisible para corte paralelo a las fibras “ f_v ”, De la Ta

A.1.1. Tipos de madera estructural en el Perú: El objetivo fundamental, es el de agrupar las diferentes especies, que se encuentran en nuestros bosques, para aprovechar los recursos madereros, ofreciendo un mayor número de especies utilizables de acuerdo a la Norma E-010.

Cuadro N° 15: Lista de especies Agrupadas

Lista de especies agrupadas		
Grupo	Nombre común	Nombre científico
A	Estoraque	Miroxylon Peruiferum
A	Pumaquiro	Aspidosperma Macrocarpon
B	Huayruro	Osmosia Coccinea
B	Machinga	Brosimun Uleanum
C	Catahua Amarilla	Hura Crepitans
C	Copaiba	Copaifera Officinalis
C	Diablo Fuerte	Podocarpus Sp
C	Tornillo	Cedrelinga Catenaeformis

Fuente: [11]

A.1.1.1 Madera Miroxylon Peruiferum (Estoraque): se encuentra en los departamentos de Loreto, Ucayali, San Martín, Madre de Dios y Huánuco, entre 0 y 1500 msnm. La especie existe en cantidades regulares en la Amazonia del Perú. El árbol, alcanza más de 30 m de altura (altura promedio); 22 m de altura comercial y 0.70 m de diámetro promedio. Tronco recto y cilíndrico. La corteza externa presenta lenticelas grandes difusas o en hileras, la resina que segrega expele un olor asfixiante.

Es resistente, dura, pesada, a veces muy pesada, muy aromática, con la albura de color blanco amarillento y duramen pardo-rojizo. El acabado tiene bonito jaspe y pulimento, por lo que se utiliza para aserrío, durmientes en pisos, ebanistería fina y carpintería, parquet, entarimados, decoración de interiores, muebles resistentes, carrocería, decoraciones e instrumentos musicales (guitarras, marimbas). La madera presenta dificultad para trabajarse con máquinas y herramientas de carpintería, sin embargo, se obtienen acabados muy lisos y altamente brillantes

La albura es de color blanco cremoso, su duramen es de color marrón rojizo oscureciéndose con la luz.

Sus propiedades mecánicas son las siguientes.

- ✓ Densidad es de 0.78 g/cm³.
- ✓ Módulo de elasticidad en flexión: 175,000 Kg/cm²

- ✓ Módulo en rotura en flexión: 1,340 kg/cm²
- ✓ Compresión paralela (RM) :714 kg/cm²
- ✓ Compresión perpendicular (ELP): 130 Kg/cm²
- ✓ Corte paralelo a las fibras: 163 kg/cm²

Es modernamente difícil de trabajar, no presenta un buen cepillado ni aun cuando está en condición verde, en el taladro presenta defectos apreciables y en el moldurado estos no ocurren. La madera es abrasiva; por ello se debe emplear herramientas con filos reforzados y el uso de técnicas de corte adecuado.

A.1.1.2 Madera *Aspidosperma Macrocarpon* (Pumaquiro): El Pumaquiro se extiende por todo el Norte de América del Sur, desde la Amazonía Central y Occidental, hasta el Paraguay. El género está distribuido en América Tropical hasta los 700 msnm. En el Perú se le encuentra en las regiones de Ucayali, San Martín e Iquitos.

Es un árbol que alcanza una altura que varía entre 20 a 35 m, presenta un tronco recto-cilíndrico con un DAP (diámetro a la altura del pecho) iguala 0.85 m en promedio. La corteza externa es de color pardo grisácea, presenta canales longitudinales profundos y anchos que corren paralelos en el fuste de árboles maduros. Internamente es de textura acicular, color pardo claro, sabor insípido, exuda látex de color blanco poco perceptible en el fuste. Copa globosa y amplia. Presenta raíz pivotante.

El Pumaquiro, es una de las especies forestales que mayor demanda tiene en el mercado nacional e internacional, por sus excepcionales características tecnológicas y valor comercial, lo cual ha originado, por falta de conocimientos silviculturales y de un adecuado control, una sobre explotación que amenaza con la extinción de esta especie. Su densidad es de 0.67 gr/cm³

A.1.1.3 Madera *Osmosia Coccinea* (Huayruro): Se encuentra en los departamentos de Loreto, Ucayali y San Martín.

Se usa en construcción pesada, estructuras (vigas, viguetas, pies derechos, columnas, tijerales), pisos, carpintería de obra en general y carrocerías.

Sus propiedades mecánicas son las siguientes.

- ✓ La densidad Básica es de 0.59 g/cm³.
- ✓ Módulo de elasticidad en flexión: 131,000 Kg/cm²
- ✓ Módulo en rotura en flexión: 735 kg/cm²
- ✓ Compresión paralela (RM): 342 kg/cm²

- ✓ Compresión perpendicular (ELP): 66 Kg/cm²
- ✓ Corte paralelo a las fibras: 84 kg/cm²

A.1.1.4 Madera Brosimum Uleanum (Machinga): La distribución de la especie fue obtenida de la literatura y de reportes de herbario, se encuentra en los departamentos de Loreto, Madre de Dios, San Martín y Ucayali, entre 0 y 1500 msnm. La especie existe en buenas cantidades en la Amazonía del Perú.

Alcanza 40 m de altura y 150 cm de diámetro; aletones gruesos, empinados, medianamente a bien desarrollados. Copa de color verde claro. La corteza superficial del tronco es de color oliva, de apariencia lisa, a veces con fisuras superficiales. Corteza viva es de color crema amarillento; al corte exuda látex abundante, blanco, pegajoso.

Sus propiedades mecánicas son las siguientes.

- ✓ Densidad básica 0.68 g/cm³.
- ✓ Módulo de elasticidad en flexión: 117,000 Kg/cm²
- ✓ Módulo en rotura en flexión: 785 kg/cm²
- ✓ Compresión paralela (RM): 365 kg/cm²
- ✓ Compresión perpendicular (ELP): 75 Kg/cm²
- ✓ Corte paralelo a las fibras: 109 kg/cm²

A.1.1.5 Madera amarilla Hura Crepitans (Catahua): En base a literatura y reportes de herbario, la especie se encuentra en los departamentos de Amazonas, Cajamarca, Loreto, Madre de Dios, Ucayali y San Martín, entre 0 y 2000 msnm. La especie existe en regulares cantidades en la amazonía del Perú.

Alcanza 40 m de altura total, 35 m de altura comercial y 0.60m a 1.50 m de diámetro. Además, tiene luna copa de follaje color verde oscuro, brillante. Su corteza superficial es lisa y grisácea, la corteza interna es de color blanco cremoso, exuda látex cáustico irritante a la vista.

La Catahua es una madera liviana, que presenta contracciones lineales bajas y la contracción volumétrica es moderadamente estable. Para la resistencia mecánica se sitúa en el límite de la categoría baja a media.

Sus propiedades mecánicas son las siguientes.

- ✓ Densidad de 0.41 g/cm³
- ✓ Módulo de elasticidad en flexión: 68,000 Kg/cm²
- ✓ Módulo en rotura en flexión: 401 kg/cm²
- ✓ Compresión paralela (RM): 126 kg/cm²

- ✓ Compresión perpendicular (ELP): 28 Kg/cm²
- ✓ Corte paralelo a las fibras: 51 kg/cm²

A.1.1.6 Madera Copaifera Officinalis (Copaiba): en base a literatura y reportes de herbario, la especie se encuentra en los departamentos de Loreto y Ucayali, entre 0 y 500 msnm. De este tipo de especies existen, cantidades regulares en la Amazonía del Perú.

El árbol, alcanza 30 m de alto y 60 cm de diámetro. Su copa es de color verde oscuro, brillante. La corteza superficial del tronco es de color amarillo olivo a castaño grisáceo, de apariencia lisa, la corteza viva es de color amarillo; exuda una sustancia aceitosa, resinosa, cristalina, abundante.

Color: el tronco recién cortado presenta las capas externas de la madera (albura) de color beige y las capas internas (duramen) de color castaño rojizo con veras oscuras; observándose entre ambas capas un gran contraste en el color. En la madera seca al aire, la albura se toma de color blanco rosáceo y el duramen rojo amarillento, con vetas oscuras aceitosas.

Sus propiedades mecánicas son las siguientes.

- ✓ Densidad básica de 0.61 g/cm³
- ✓ Módulo de elasticidad en flexión: 112,000 Kg/cm²
- ✓ Módulo en rotura en flexión: 736 kg/cm²
- ✓ Compresión paralela (RM): 268 kg/cm²
- ✓ Compresión perpendicular (ELP): 74 Kg/cm²
- ✓ Corte paralelo a las fibras: 99 kg/cm²

A.1.1.7 Cedrelinga Catenaeformis (Tornillo): la distribución de la especie fue obtenida de la literatura y de reportes de herbario e inventarios, se encuentra en los departamentos de Junín, Madre de Dios, Loreto y Ucayali, entre 0 y 500 msnm. La especie existe en cantidades altas en la Amazonía norte y en cantidades medias en la Amazonía sur del Perú.

Alcanza 40 m de altura y hasta 120 cm de diámetro; además tiene: tronco recto cilíndrico, aletones poco o medianamente desarrollados, gruesos. La corteza superficial del tronco es de color pardo oscuro, apariencia rugosa, ritidoma coriáceo; la corteza muerta se desprende en placas rectangulares, por encima de los aletones; corteza muerta leñosa, corchosa, de 1 cm de espesor.

Corteza viva de 0.5 cm de espesor, de color rosado, textura arenosa y de sabor dulce.

El tronco recién cortado presenta las capas externas de madera (albura) de color rosado y las capas internas (duramen) de color rojizo claro y de forma regular, observándose entre ambas capas un gradual contraste de color. En la madera seca al aire la albura se toma de color rosado y el duramen marrón rojizo.

Sus propiedades mecánicas son las siguientes.

- ✓ Densidad básica 0.45 g/cm³
- ✓ Módulo de elasticidad en flexión: 99,000 Kg/cm²
- ✓ Módulo en rotura en flexión: 693 kg/cm²
- ✓ Compresión paralela (RM): 413 kg/cm²
- ✓ Compresión perpendicular (ELP): 66 Kg/cm²
- ✓ Corte paralelo a las fibras: 87 kg/cm²

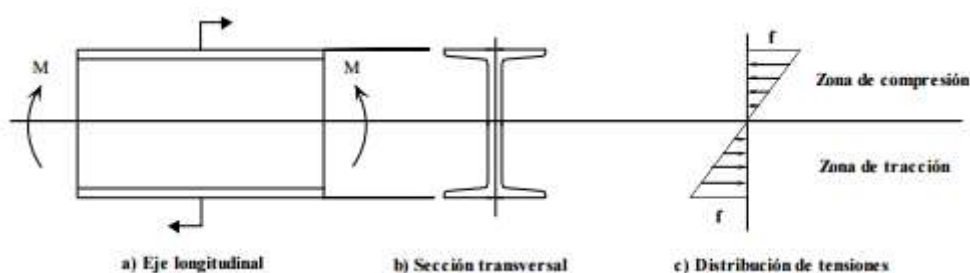
A.2. Vigas de acero: estos elementos estructurales, están destinados a soportar la losa de madera y la sobrecarga actuante. Se apoyarán en la viga de celosía.

La capacidad de una viga para resistir cargas transversales y transmitirla a los apoyos, proviene fundamentalmente de su resistencia a la flexión, por lo general, respecto al eje de mayor momento de inercia de la sección (plano del alma). El momento flexionante producido en la viga se presenta generalmente acompañado de fuerzas cortantes. Sin embargo, éstas suelen tener una influencia secundaria en el comportamiento de vigas.

Con bastante frecuencia se encuentran vigas sujetas a cargas axiales y de flexión combinados, lo que puede ser particularmente importante, si la carga axial es de compresión, como se verá posteriormente.

A.2.1 Comportamiento de una viga sometida a flexión: los esfuerzos normales en la viga se relacionan con el momento flexionante, de manera que:

Figura N° 31: Viga sometida a momentos flexionante



Fuente: [12]

Ecuación N° 40

$$F = \frac{My}{I} = \frac{M}{W}$$

Donde:

f: Esfuerzo o tensión normal de flexión (tensión de trabajo)

y: distancia al eje neutro

I: momento de inercia de sección transversal respecto del centroide

W: I/y módulo resistente

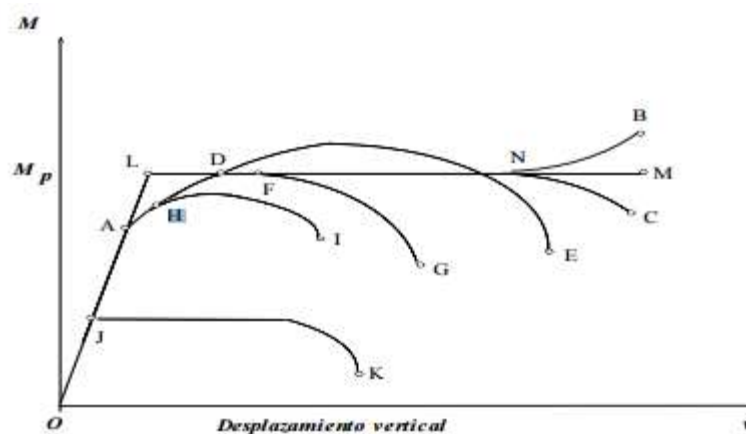
La ecuación anterior se denomina fórmula de flexión, y su utilización supone el cumplimiento de las hipótesis elásticas usuales, y que las fuerzas cortantes que actúan en la sección transversal no son importantes

Experimentalmente se ha encontrado que el comportamiento de una viga de acero, está ligada en gran medida al valor del momento flexionante, a la forma de la sección transversal y la longitud entre apoyos. Aunque en general la capacidad de carga de la viga queda determinada básicamente por problemas de inestabilidad local (pandeo local en el ala comprimida) y por problemas de pandeo lateral (alabeo y torsión).

La curva momento-deflexión de la Figura N°32, muestra distintos tipos de comportamiento de vigas. La curva continua OAB, corresponde al caso ideal, en que no hay pandeo local ni lateral. La respuesta inicial para cargas de poca intensidad, es elástica y lineal (tramo OA), y después de una deformación considerable el material de la viga entra en la región de endurecimiento por deformación.

El caso más común corresponde a la curva OAC. La respuesta inicial corresponde al caso ideal, donde la viga se comporta de forma elástica y lineal. Sin embargo, cuando el momento flexionante máximo alcanza el valor M_p , se comienza a producir un desplazamiento lateral del ala comprimida, aumentando gradualmente las deflexiones tanto laterales como verticales, mientras que el ala traccionada se desplaza solo ligeramente, el resultado es una distorsión de la sección transversal, en la región central de la viga produciéndose pandeo local en el ala comprimida, lo que finalmente termina por agotar la capacidad de carga de la viga.

Figura N° 32: Curvas de Momento-deflexión en vigas



Fuente: [12]

La curva OADE corresponde a una viga con momento flexionante variable a lo largo de su eje (caso de una viga simplemente apoyada con una carga puntual en el centro). Producto del endurecimiento por deformación en la zona de momento máximo, la curva momento-deflexión se eleva por sobre el valor de M_p , descendiendo posteriormente al perder resistencia a causa del inicio del pandeo local, y lateral.

Las curvas OAFG, OAH I y OJK muestran las fallas por pandeo local o lateral, y en algunos casos por una combinación de ambos. Esta puede ocurrir inclusive en el rango elástico, (caso OJK).

A.2.2 Consideraciones generales del diseño de vigas: las principales consideraciones para el diseño de vigas se pueden resumir como:

- ✓ Dimensionamiento en relación a la resistencia a flexión, controlando la inestabilidad local en el ala comprimida.
- ✓ Control de la capacidad del perfil para resistir esfuerzos de corte en el alma y aplastamiento local, en los puntos de concentración de cargas.
- ✓ Control de las deformaciones, limitando las flechas.
- ✓ Selección del tamaño y tipo de acero desde el punto de vista económico.

Los perfiles de acero más usados en vigas son los del tipo I, dado a que presenta una elevada inercia en relación a otros perfiles abiertos, y tienen también una rigidez lateral apreciable, que le permite una buena resistencia a la torsión. Los ángulos y secciones T, son débiles para resistir flexión, mientras que las secciones canal, se pueden usar para soportar cargas

pequeñas, aunque debido a su falta de rigidez lateral, requieren de arrostramientos laterales.

A.3 Diseño de la estructura reticulada metálica

A.3.1 Normativa para diseño de puentes metálicos: Dentro de los fundamentos para el diseño de puentes metálicos, se consideró:

A.3.1.1 Diseño de elementos en tracción: La resistencia de diseño de elementos en tracción P_n , será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones:

- Para el estado límite de fluencia en la sección bruta ($\phi_y = 0.90$):

Ecuación N° 41

$$P_n = F_Y A_g$$

Ecuación N° 42

$$P_u = \phi_y F_Y A_g$$

Donde:

F_Y = Esfuerzo mínimo de fluencia especificado

A_g = Área geométrica (Área total de la sección de un miembro, y se determina mediante la suma de los productos del espesor por el ancho total de cada elemento de la sección, medido en un plano perpendicular al eje del miembro)

- Para el estado límite de fractura en la sección neta, en la que se encuentren agujeros de tornillo o remaches ($\phi_u = 0.80$):

Ecuación N° 43

$$P_n = F_u A_n$$

Ecuación N° 44

$$P_u = \phi_u F_u A_n$$

Donde:

F_u = Esfuerzo mínimo a la tracción especificado

A_n = Área neta (Es la suma de los productos del espesor por el ancho neto para cada elemento).

Para el cálculo del área neta en tracción y corte, el ancho de un agujero para perno se tomará como 2.00 mm mayor que la dimensión nominal del agujero. Para una cadena de agujeros que se extienden en una diagonal o línea en zigzag, el ancho neto se debe obtener deduciendo del ancho total la suma de las dimensiones del agujero)

A.3.1.2 Diseño de elementos a compresión: Las especificaciones LRFD, proporcionan la fórmula de Euler para elementos largos sometidos a compresión axial, con pandeo inelástico y una ecuación parabólica para elementos sometidos a compresión axial cortos e intermedios. Con esas ecuaciones se determina un esfuerzo crítico o de pandeo, F_{cr} .

Una vez calculado este esfuerzo para un elemento particular a compresión, se multiplica por el área de la sección transversal para obtener la resistencia nominal del elemento. La resistencia de diseño del elemento puede entonces determinarse:

Ecuación N° 45

$$P_n = F_{cr}A_g$$

Ecuación N° 46

$$P_u = \phi_c F_{cr}A_g$$

Donde:

$\phi_c = 0.90$ (Factor de resistencia a la compresión axial)

- **Fórmula de Euler:** El esfuerzo bajo el cual un elemento sometido a compresión axial, se pandea, decrece conforme el elemento se hace más largo; después de que alcanza una cierta longitud, el esfuerzo de pandeo será elástico. La carga de pandeo puede calcularse con la fórmula de Euler:

Ecuación N° 47

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2}$$

Esta fórmula se escribe usualmente implicando la relación de esbeltez del elemento, como:

Ecuación N° 48

$$r = \sqrt{I/A}$$

Ecuación N° 49

$$I = Ar^2$$

Por tanto, el esfuerzo crítico o de pandeo es:

Ecuación N° 50

$$\frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E I}{(L/r)^2} = F_{cr}$$

Donde:

(L/r) = Relación de esbeltez

Dado un elemento, se deberá analizar F_{cr} en los dos ejes principales de la sección transversal del perfil, por tanto se analizará para el eje que tenga menor relación de esbeltez.

También se debe verificar que no ocurra falla por fluencia en compresión antes del pandeo:

Ecuación N° 51

$$\frac{P_{cr}}{A} \leq F_Y$$

- **Parámetro de esbeltez:** Para el diseño de los elementos, se trabajará con el parámetro de esbeltez, que define si el elemento tendrá un comportamiento elástico o inelástico.

Ecuación N° 52

$$\lambda_c = \left(\frac{KL}{r\pi}\right) \sqrt{\frac{F_Y}{E}}$$

Ecuación N° 53

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Ecuación N° 54

$$F_{cr} = \frac{1}{\lambda_c^2} F_Y$$

Considerando los posibles desalineamientos y esfuerzos residuales:

- Si: $\lambda_c \geq 1.50$, comportamiento elástico:

Ecuación N° 55

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

- Si: $\lambda_c < 1.50$, comportamiento inelástico:

Ecuación N° 56

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y$$

Adicionalmente se recomienda que para miembros a compresión:

Ecuación N° 57

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

- Longitud efectiva:

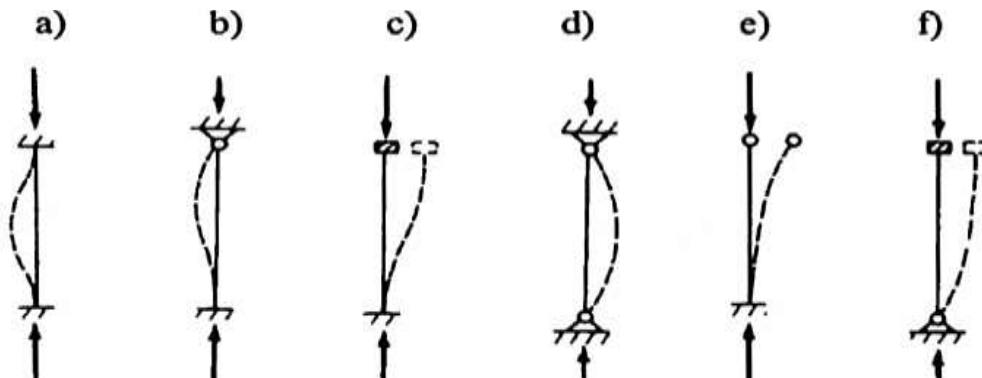
El factor de longitud efectiva “K”, deberá determinarse según la Tabla N°24 y la Figura N°33.

Tabla N° 24: Valores del factor de longitud efectiva “K”

Figura	k	
	Teórico	Sugerido para diseño
a)	0.5	0.65
b)	0.7	0.8
c)	1	1.2
d)	1	1
e)	2	2.1
f)	2	2.1

Fuente: [12]

Figura N° 33: Longitud efectiva de elementos sometidos a Compresión axial



Fuente: [12]

- **Diseño de elementos a flexión:** la resistencia de diseño a flexión, determinada por el estado límite de fluencia, para secciones compactas es:

Ecuación N° 58

$$M_n = \phi_f F_y Z$$

Donde:

$\phi_f = 1.00$ (Factor de resistencia a la flexión)

Z= Módulo plástico de la sección

- **Verificación de compactad:** Para que las secciones sean compactas, las relaciones ancho a espesor de los patines y almas de secciones, están limitadas a los siguientes valores máximos:

Tabla N° 25: Perfiles compactos o no compactos

Elemento	λ	λ_p	λ_r
Patín	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$
Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$

Fuente: [12]

Donde:

λ_c = Límite superior para ser considerado compacto

λ_r = Límite superior para ser considerado no compacto

b_f = Ancho del patín

t_f = Espesor del patín

F_y = Esfuerzo de fluencia en ksi

h = Altura del alma

t_w =Espesor del alma

Si $\lambda \leq \lambda_p$, la sección es compacta. Si $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, la sección no es compacta. Si $\lambda > \lambda_r$, la sección es esbelta.

- **Verificación por corte:** Se debe calcular la relación h_w / t_w , para poder calcular el valor de V_n (ver Tabla N°26):

Tabla N° 26: Diseño por cortante

Si:	V_n (kips)
$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yw}}}$	$0.60(F_{yw})(A_w)$
$\frac{418}{\sqrt{F_{yw}}} < \frac{h_w}{t_w} \leq \frac{523}{\sqrt{F_{yw}}}$	$0.60(F_{yw})(A_w) \left[\frac{418}{\sqrt{F_{yw}}} \frac{h_w}{t_w} \right]$
$\frac{523}{\sqrt{F_{yw}}} < \frac{h_w}{t_w} \leq 260$	$\frac{132000A_w}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)^2}$

Fuente: [12]

Para cada una de las situaciones dadas:

Ecuación N° 59

$$V_u = \phi V_n$$

Siendo $\phi = 1.00$, factor de resistencia por corte.

- **Pandeo lateral torsional:** El pandeo lateral torsional ocurre cuando el patín de compresión de un miembro no se arriostra en el eje perpendicular a su sección transversal, de este modo la viga se pandeará lateralmente bajo una carga mucho menor que la que se requiere para producir una falla vertical.

Existen tres zonas de pandeo, que dependen de sus condiciones de soporte lateral:

Zona 1: Existe con soporte lateral continuo en el patín de compresión, o siempre que la separación entre apoyos laterales no sobrepase L_p . Estos elementos pueden alcanzar el momento plástico M_n .

Ecuación N° 60

$$L_b \leq L_p$$

Ecuación N° 61

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}}$$

Ecuación N° 62

$$M_{nf} = M_n$$

Donde:

M_{nf} = Momento nominal a flexión

L_b = Longitud lateral sin apoyo

Zona 2: La longitud máxima sin apoyo lateral en esta zona se denota con L_r . En esta zona el momento nominal a flexión es menor al esfuerzo de fluencia, debido a la presencia de esfuerzos residuales.

Ecuación N° 63

$$L_p < L_b \leq L_p$$

Ecuación N° 64

$$L_r = \frac{X_1 r_y}{X_1 (F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

Siendo:

X_1 , X_2 = Valores obtenidos en la tabla del Manual del Acero de Construcción.

F_r = Esfuerzo residual

Ecuación N° 65

$$M_{nf} = S_x (F_y - F_r)$$

Donde:

S_x = Modulo de sección elástico

Zona 3: La longitud no soportada es mayor que L_r , el momento nominal a flexión alcanza un valor crítico (M_{cr}).

Ecuación N° 66

$$L_b > L_r$$

Ecuación N° 67

$$M_{nf} = M_{cr}$$

Ecuación N° 68

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ} * \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EC_w}{GJL_b^2}}$$

Siendo:

Ecuación N° 69

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

Ecuación N° 70

$$C_w = \frac{t_f h^2 b^3}{24}$$

Ecuación N° 71

$$h = d - t_f$$

Donde:

E= Módulo de elasticidad

G= Módulo de elasticidad a cortante

J= Constante de torsión

C_w = Constante de alabeo

C_b = Factor que considera el efecto de variación del momento
Dentro de la viga

M_{max} = Momento máximo dentro de la longitud no soportada

M_a = Valor absoluto del momento a $\frac{1}{4}$ de L_b

M_b = Valor absoluto del momento a $\frac{1}{2}$ de L_b

M_c = Valor absoluto del momento a $\frac{3}{4}$ de L_b

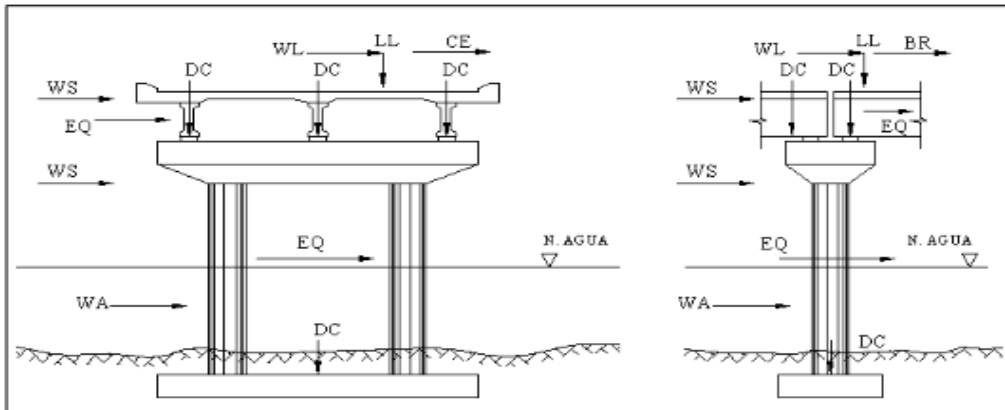
3.6.6.8. Del diseño de la sub estructura

La sub estructura está conformada por los pilares y los cimientos; a continuación, se describirá cada una de ellas.

A. Los pilares: Los pilares son los apoyos intermedios de la superestructura del puente. Además, tal como los estribos, estas estructuras deben ser capaces de

soportar el empuje de los rellenos, la presión del agua, fuerzas de sismo y las fuerzas de viento. Estas cargas actúan tanto en el sentido longitudinal como en el transversal. Como se muestra en la Figura N°34

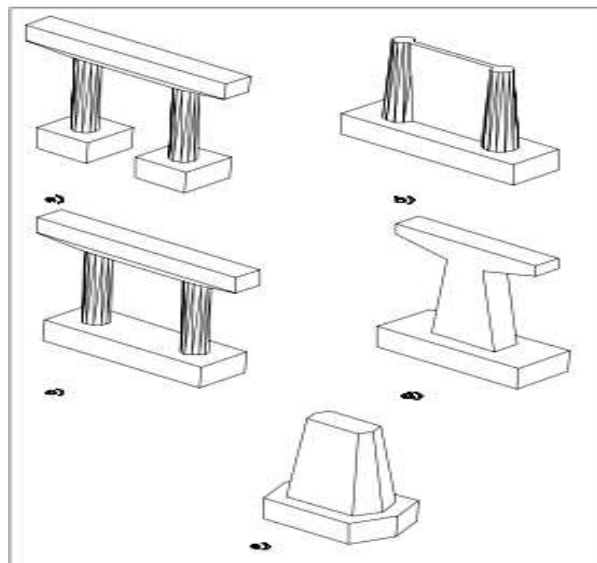
Figura N° 34: fuerzas en sentido longitudinal y transversal



Fuente: [3]

Existen mucho tipo de pilares como se puede apreciar en la Figura N°35 incluso, estos pilares pueden ser de forma hueca para aumentar la rigidez del elemento. Desde el punto de vista del material, los pilares ser de mampostería, concreto ciclópeo, concreto reforzado o concreto pre esforzado.

Figura N° 35: Tipos de pilares



Fuente: [3]

- a) Pilares de pórtico abierto con viga cabezal
- b) Pilares con diafragma

- c) Pilares de pórtico cerrado con viga cabezal
- d) Pilares con viga voladizo
- e) Pilares solidos

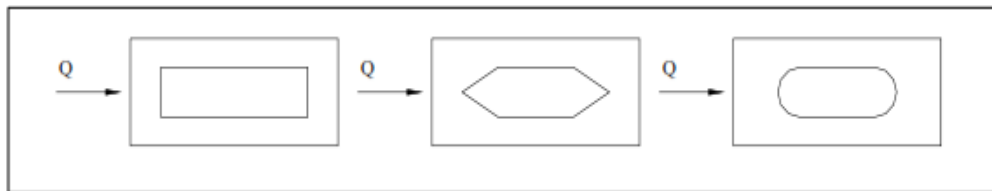
Los pilares de mampostería y concreto ciclópeo se usan para estructuras de poca altura en terrenos resistentes. Mientras que los pilares de concreto armado y pre esforzado son comunes en alturas mayores.

Se puede decir que los pilares están compuestos por:

- ✓ Base
- ✓ Cuerpo o fuste
- ✓ Corona o remate

Los pilares deben tener formas aerodinámicas en caso de encontrarse sumergidos.

Figura N° 36: Formas de pilares



Fuente:

A.1 Criterios de diseño: También en la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specification, requiere el uso del método LRFD en el diseño de pilares. Es decir, los pilares deben ser diseñados para los estados límites últimos (resistencia) y los estados límites de servicialidad (deformaciones, fatiga, grietas, deterioros).

Comúnmente, los pilares se comportan como columnas sujetas a cargas axiales y a momentos en las dos direcciones. Sin embargo, estas condiciones podrían variar dependiendo de las características particulares de cada proyecto. Para el análisis de la presión del agua se deben considerar las hipótesis de nivel máximo y mínimo de agua. De igual forma se debe hacer el análisis de cargas de viento sobre la superestructura y la subestructura en los sentidos longitudinal y transversal.

Para el análisis de la carga viva se deben analizar varias posibilidades de manera que se obtengan los casos más desfavorables, tanto en el sentido longitudinal y transversal

A.2 Pre dimensionamiento: Para pilas de concreto reforzado o preesforzado tienen formas más variadas. Las más comunes son los pilares aporticadas y los pilares con vigas en voladizo. Igualmente, las secciones más comunes son las rectangulares y las circulares. La viga cabezal de los pilares quedara determinada por la distancia de las vigas exteriores.

A.2.1 Requisitos de pilares tipo columnas y tipo muro

A.2.1.1 Requisitos de pilares tipo columnas: Según el MTC [3], menciona que los apoyos verticales serán considerados como columnas si:

✓ La relación de altura libre a la mayor dimensión en el plano no es menor que 2.5.

Ecuación N° 72

$$\frac{H_l}{b} > 2.5$$

✓ Para una columna de sección variable la dimensión máxima en el plano será la dimensión mínima de la columna.

Caso contrario los soportes serán considerados como pilas tipo muro. También, se debe tener en cuenta que un mismo elemento puede ser diseñado como pilar tipo muro en su dirección más fuerte y como columna en su dirección más fuerte.

A.2.1.2. Refuerzo longitudinal: El área de refuerzo longitudinal nos será menor de 0.01 ni mayor de 0.06 veces el área bruta de la sección Ag.

Ecuación N° 73

$$\rho_{min} = 0.01 (b * l)$$

Ecuación N° 74

$$\rho_{max} = 0.06 (b * l)$$

A.2.1.3 Resistencia a la flexión: La resistencia biaxial de las columnas no será menor que la requerida por flexión. En el análisis por sismo se deben considerar dos casos de combinaciones que resultan de las fuerzas de sismo en dos direcciones perpendiculares.

Los dos casos son expresados por AASHTO de la siguiente manera:

Caso 01: $1.0 F_L + 0.3 F_T$

Caso 02: $1.0 F_T + 0.3 F_L$

En el estado límite de un evento extremo, los factores de resistencia (Φ) serán reemplazados por el valor de 0.50 cuando el evento extremo de carga axial para columna exceda de $0.2 f'c Ag$

A.2.1.4 Refuerzo Transversal y de corte en columnas: Las siguientes disposiciones se aplican en las regiones extremas superior e inferior de las columnas y pilares.

- ✓ En las regiones extremas V_c será 0.0 a menos que la fuerza axial de compresión exceda de $0.1 f'c Ag$
 - ✓ La región extrema para columnas será la mayor longitud de:
 - ✓ La máxima dimensión de la sección transversal de la columna.
 - ✓ 1/6 de la altura de la columna
 - ✓ 450 mm
 - ✓ La región extrema para pilares será tomada como:
 - ✓ La región extrema superior será tomada como lo especificado para columnas
 - ✓ La región extrema inferior será desde 3 veces el diámetro del pilar debajo del punto calculado de momento máximo a un diámetro del pilar, pero no menor de 450 mm, encima de la línea de tierra.

El espaciamiento no excederá ya sea los 100 mm o un cuarto de la dimensión mínima del elemento

A.2.1.2 Requisitos de pilares tipo muro: Las disposiciones que se presentan a continuación serán aplicadas en la dirección más rígida del pilar. Si el pilar no es diseñado como columna en la dirección más débil, entonces las limitaciones de resistencia factorada al corte serán aplicables.

El porcentaje de refuerzo mínimo, tanto horizontal ρ_h , como vertical ρ_v en cualquier pilar será menor que 0.0025. El porcentaje de refuerzo vertical no será menor que el porcentaje de refuerzo horizontal.

El espaciamiento máximo tanto horizontal como vertical no excederá de 450 mm. El refuerzo requerido por corte será continuo y se distribuirá uniformemente. La resistencia factorada al corte, V_r en la columna será tomado como el menor de:

Ecuación N° 75

$$Vr = 0.66\sqrt{f'c} (b * d)$$

$$Vr = \Phi Vn$$

Donde:

Ecuación N° 76

$$Vn = (0.165\sqrt{f'c} + \rho_h f_y) * (b * d)$$

Capas de refuerzo horizontal y vertical deberán colocarse en cada cara del pilar. El refuerzo transversal puede ser de estribos simples o sobrepuestos.

B. Del diseño de la cimentación: Ha continuación se presentan los principales requerimientos establecidas por el MTC [3].

B.1 cimentaciones superficiales: Las cimentaciones serán diseñadas para mantener las presiones máximas del suelo y/o rocas; menores a las presiones admisibles.

- Las zapatas que soportan columnas o pilares no rectangulares serán diseñadas con la hipótesis que las columnas o pilares actúan como elementos cuadrados de área equivalente para la ubicación de secciones críticas de momento, corte y anclaje del refuerzo.
- Las zapatas serán empotradas a una profundidad suficiente para proporcionar la seguridad adecuada de acuerdo al tipo de suelo y la protección contra la socavación y los efectos de las heladas.
- Las cimentaciones serán diseñadas considerando el nivel freático mayor esperado, evaluándose su influencia en los suelos.
- En caso de levantamiento será evaluada su resistencia estructural y su resistencia al levantamiento.
- Para el análisis de la estabilidad y asentamientos de cimentaciones se utilizarán las propiedades del suelo y/o roca calculadas a partir de ensayos de campo y/o laboratorio. Valores referenciales podrán ser empleados solamente en el estado límite de servicio.
- El área total de refuerzo no será menor que 0.5% del área neta del elemento cimentado, dado un mínimo de 4 barras

IV. RESULTADOS

En este capítulo, se detalla los resultados obtenidos en tráfico peatonal, topografía, hidrología, mecánica de suelos, hidráulica, impacto ambiental y diseño estructural, previo al estudio y evaluación explicada en el apartado 3.6.

4.1. De los estudios de tráfico peatonal

Como se mencionó en el apartado 3.6.1.1, se realizó un conteo de personas durante una semana en horas de mayor tránsito peatonal. En el cual arrojó los siguientes datos:

Tabla N° 27: Conteo de Personas

CONTEO DE PERSONAS					
CIUDAD		CHONGOYAPE		FECHA	
				08-ago-16	
UBICACIÓN		JUANA RIOS			
Intervalo de tiempo		ADULTOS		Niños en edad escolar	Total
		Varón	Mujer		
06:30	08:30	57	76	92	225
08:30	10:30	37	46	32	115
12:00	02:30	86	63	124	273
04:30	06:30	64	34	84	182
		TOTAL		795	

CONTEO DE PERSONAS					
CIUDAD		CHONGOYAPE		FECHA	
				09-ago-16	
UBICACIÓN		JUANA RIOS			
Intervalo de tiempo		ADULTOS		Niños en edad escolar	Total
		Varón	Mujer		
06:30	08:30	42	35	108	185
08:30	10:30	51	32	51	134
12:00	02:30	74	59	145	278
04:30	06:30	48	67	87	202
		TOTAL		799	

CONTEO DE PERSONAS					
CIUDAD		CHONGOYAPE		FECHA	
				10-ago-16	
UBICACIÓN		JUANA RIOS			
Intervalo de tiempo		ADULTOS		Niños en edad escolar	Total
		Varón	Mujer		
06:30	08:30	66	49	124	239
08:30	10:30	38	42	27	107
12:00	02:30	85	64	122	271
04:30	06:30	71	74	97	242
		TOTAL		859	

CONTEO DE PERSONAS					
CIUDAD		CHONGOYAPE		FECHA	
				11-ago-16	
UBICACIÓN		JUANA RIOS			
Intervalo de tiempo		ADULTOS		Niños en edad escolar	Total
		Varón	Mujer		
06:30	08:30	73	43	88	204
08:30	10:30	61	56	42	159
12:00	02:30	83	71	127	281
04:30	06:30	58	59	64	181
		TOTAL		825	

CONTEO DE PERSONAS					
CIUDAD		CHONGOYAPE		FECHA	
				12-ago-16	
UBICACIÓN		JUANA RIOS			
Intervalo de tiempo		ADULTOS		Niños en edad escolar	Total
		varón	Mujer		
06:30	08:30	61	44	134	239
08:30	10:30	56	54	48	158
12:00	02:30	73	41	175	289
04:30	06:30	35	42	103	180
		TOTAL		866	

Fuente: Elaboración propia

Después del análisis y procesamiento de la información, se ha determinado que el promedio de personas que cruzan diariamente el cauce es de 829 peatones, de los que el mayor número son los niños en edad escolar que exponen su integridad física al cruzarlo.

De acuerdo al número de alumnos matriculados en las instituciones educativas del nivel: inicial, primaria, secundaria y del Instituto Superior Tecnológico, tal como se muestra en la Tabla N°28, donde se indica la cantidad total de alumnos que residen en las localidades que se encuentran divididas por el cauce.

Tabla N° 28: Conteo de alumnos de colegios inicial, primario, secundario y del Instituto Tecnológico del distrito de Chongoyape.

	COLEGIOS														INSTITUTO	Total por case río
	INICIAL			PRIMARIO						SECUNDARIO						
Grado	3 años	4 años	5 años	1 Gra do	2 Gra do	3 Gra do	4 Gra do	5 Gra do	6 Gra do	1 A ño	2 A ño	3 A ño	4 A ño	5 A ño	Computación y enfermería	
Localidad	os	os	os	do	do	do	do	do	do	ño	ño	ño	ño	ño		
Zapotal	2			3	2	5	1	7	4	3	7	3	4	3		44
Caserio Casupe		1	1	2		5		2		1		1		3		16
Cas. Racarumi	1			1	1	1	1		2	3	2	3	4	7		26
Piedra Parada		5		7	5	3		4	9	6	7	7	3	3		59
Carniche	1	4		8	3	2		1	4	7	10	10	5	5	2	62
Juana Ríos		4	2	3	5	5	3	6	4	5	8	6	1	6		58
Majin		2	1	2	5	3		4	2	2	6	3	5	1		36
paredones		3		3	4	4	2	4	5	1	7	8	2	10	2	55
Colmenas		1		2	3	8	1	3	2	8	6	7		3	2	46
Overazal				1	1	1		1			2	1	3	2	2	14
Tierras Blancas	3	2	1	1	4	7	3	8	4	7	1	6	4	4		55
Cuculi	1			1					2	1	5	3	2		9	24
Desaguadero	2			1	2		1		1		2			2		11
Chingana		3		1	3		1				1	2	2	2		15
Tinajones		4	1	1	3	4	1	2	1	3	6				2	28
carrizal			2			5	1			4		2	2	2		18

	COLEGIOS														INSTITUTO	Total por caso
	INICIAL			PRIMARIO						SECUNDARIO						
Grado	3 años	4 años	5 años	1 Gra do	2 Gra do	3 Gra do	4 Gra do	5 Gra do	6 Gra do	1 A ño	2 A ño	3 A ño	4 A ño	5 A ño	Computación y enfermería	
Localidad																
Puente Mal Paso				1		1		2	1	1		2	2			
Alto Perú	1	5	4	1	4	2		6		1	1	2	2	1		
Mirador				1	2	1	1	1	2	2	2	4	4	1	6	
Mulato	3	1	1		1	1	1		1	4	1	3	1			
Tabacal	2		3	2		1		3				3				
Tablazos		2			1			4		1	1	2	1		4	
Chongoyape															32	
Total	16	37	16	42	49	59	17	58	44	60	75	78	47	55	61	714

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 29: Total de beneficiarios

Total de alumnos (Inicial, Primaria, Secundario, Instituto)	714.00
Total de peatones que diariamente cruzan el badén	829.00
Total de beneficiarios Directos	1543.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 30: Estimación del gasto de la población beneficiaria.

Población	Nº de viajes al día	Costo viaje	Día	Mes	Año
1.543	2	1.50	4.629.00	138.870	1'666.440

Fuente: Elaboración propia

La Tabla N°30, refleja el gasto económico de los pobladores que residen antes del cauce sin tener en cuenta los colegios particulares y los que se atienden diariamente en los centros de salud, que también residen en esas localidades; y que según el director de ESSALUD, se atienden aproximadamente el 30 % de las 1000 consultas que realizan al mes. Pero ese valor económico no es tan considerable si se tiene en cuenta el riesgo de la integridad física a la que se exponen al cruzar el cauce.

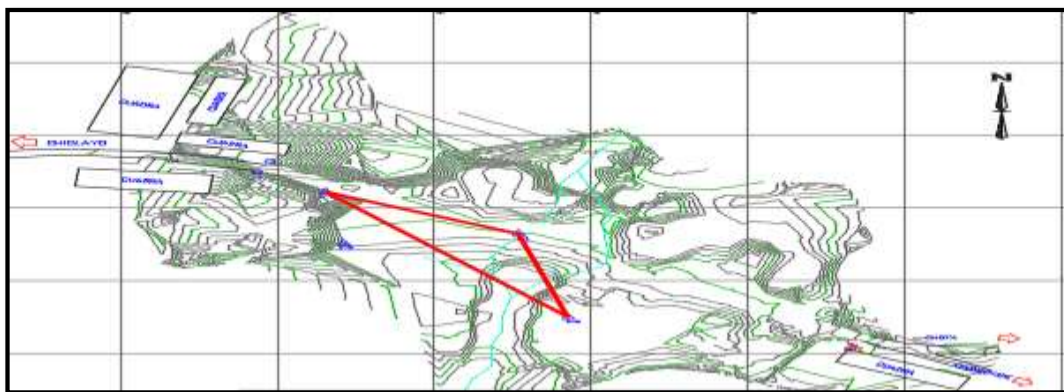
4.2. De los estudios topográficos

4.2.1. Del levantamiento planimétrico

Las aguas que capta esta cuenca, se escurren desde el departamento de Cajamarca, con una cota extrema de 4100 msnm, que es de donde parte el cauce principal, llegando a la cota más baja de 214 msnm en el sector Juana Ríos, del distrito de Chongoyape de la Región Lambayeque y es el punto de interés para este estudio.

Con los datos adjuntos en el anexo 01, se elaboró el plano T-01; donde describe el relieve del terreno mediante curvas de nivel, además se observa que existe una diferencia en las características de relieve a ambos costados de la estructura del badén (relieve plano aguas arriba y un relieve accidentado aguas abajo).

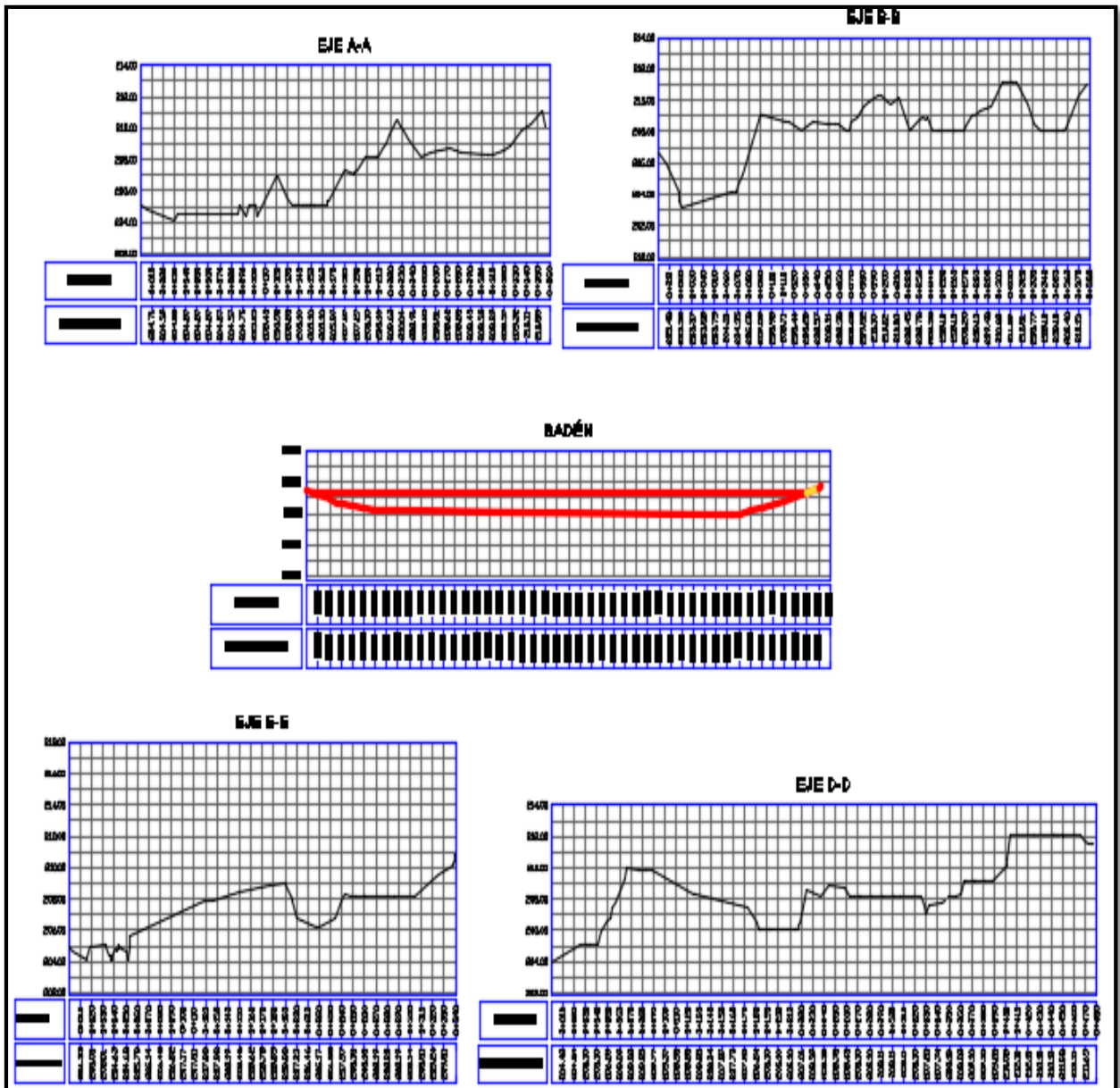
Figura N° 37: curvas de nivel de área de estudio.



Fuente: Elaboración propia

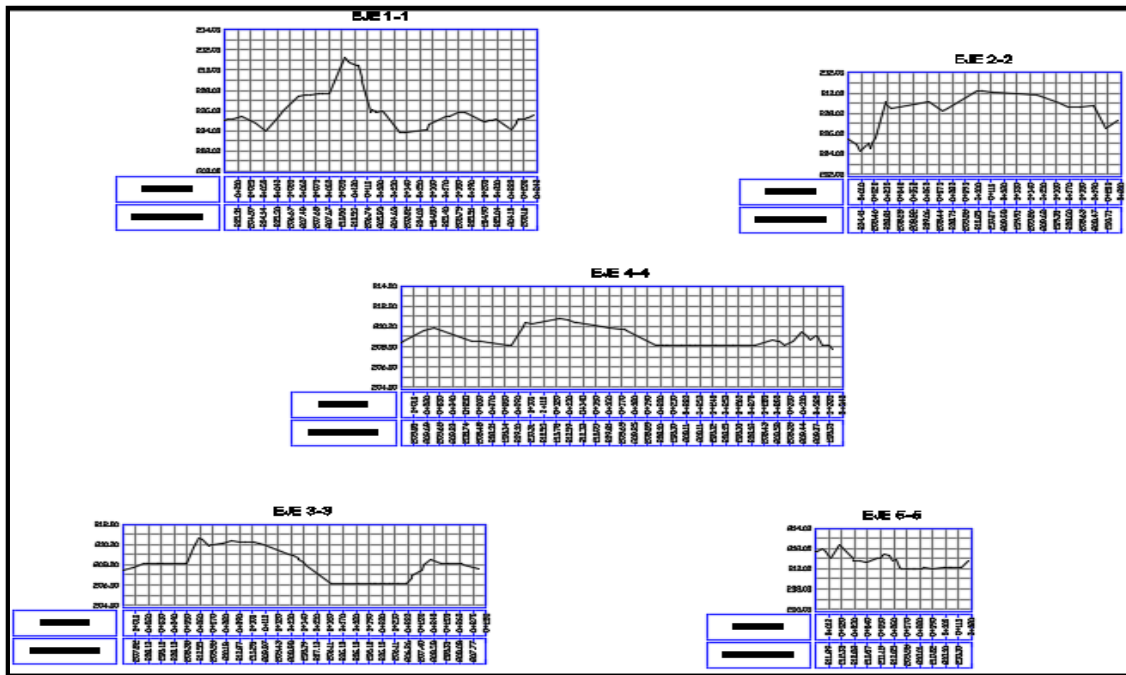
Esto se verifica con las secciones longitudinales paralelas al badén; que se muestran en los ejes A, B, D, E del plano T-04 y en las secciones longitudinales perpendiculares al badén 1, 2, 3, 4, 5 del plano T-05.

Figura N° 38: Perfiles Longitudinales paralelos a estructura de Badén



Fuente: Elaboración propia

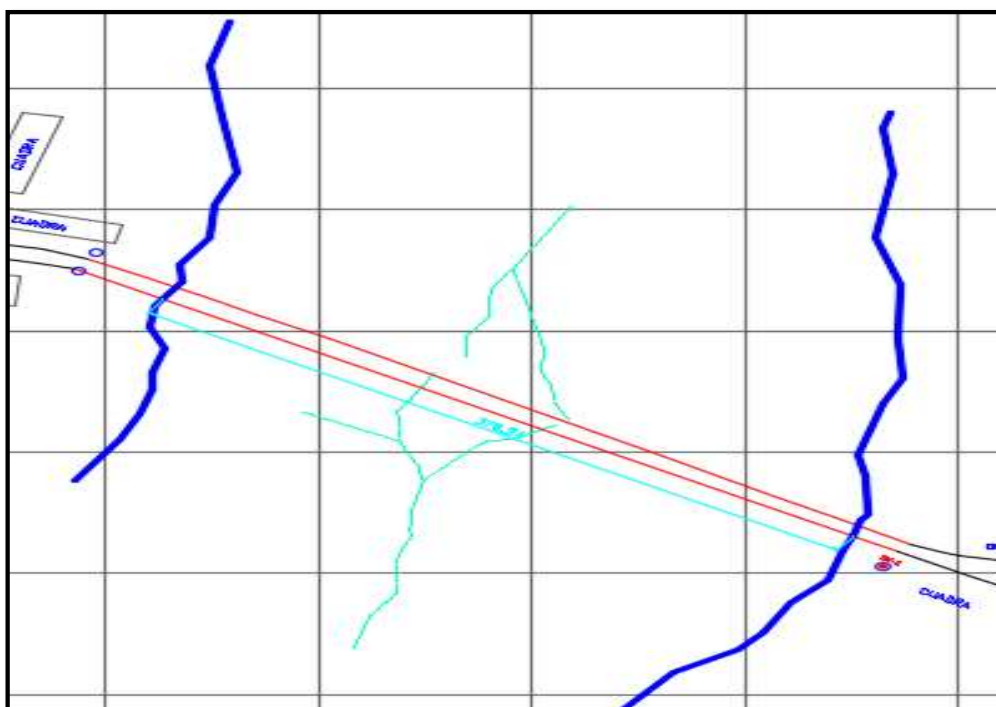
Figura N° 39: Perfiles Longitudinales perpendiculares a estructura de Badén



Fuente: Elaboración propia

En el plano T-02, se aprecia el ancho del cauce en el punto de interés que se muestra en la Figura N°40, con una longitud horizontal de 378.24 m; por lo tanto, la longitud del puente debe ser mayor a esta para evitar la erosión en los apoyos.

Figura N° 40: Longitud horizontal de ancho de cauce.



Fuente: Elaboración propia

En esta fase del análisis se planteó dos alternativas para la ubicación del puente tal como lo indica el plano T-06, aguas arriba y aguas abajo. Estas alternativas se plantearon en la fase de reconocimiento del terreno, teniendo en cuenta las viviendas y las obras de saneamiento cerca al área del proyecto.

Figura N° 41: Alternativas para ubicar la sub estructura del puente



Fuente: Elaboración propia

4.3. De los estudios hidrológicos

4.3.1. Precipitación media máxima en la zona de estudio

El cálculo de la precipitación promedio sobre la superficie de la Subcuenca Juana Ríos hasta su desembocadura, se ha desarrollado según Tejada [2] con la aplicación del método del polígono de Thiessen. Los cálculos se han realizado con la información cartográfica en formato digital de la cuenca. Estos valores se utilizarán ya sea en los modelos determinísticos de precipitación-escorrentía y en el modelo regional de máximas avenidas.

El método del Polígono de Thiessen, efectúa la ponderación de la precipitación según el área de influencia de cada pluviómetro, considerando que al interior de cada una de estas

áreas o polígonos la precipitación es constante; por lo que este método es aceptable en zonas no montañosas, donde la precipitación no está influenciada por la variación orográfica del ámbito. En la cuenca de la Subcuenca Juana Ríos, según este método, la precipitación se distribuye de acuerdo a 03 polígonos, tal como se muestran en el Cuadro N°16.

La cuenca de la Subcuenca Juana Ríos se ha dividido en 03 micros cuencas determinándose para cada uno, sus respectivas áreas, porcentajes y precipitación (ver Cuadro N°16 y Cuadro N°17).

Cuadro N° 16: Método polígono de Thiessen y sus porcentajes de ponderación

POLÍGONO	ÁREAS Y PORCENTAJES DEL POLÍGONO DE THIESSEN - SUBCUENCA JUANA RÍOS							
	MAJÍN		PALO BLANCO		ALMEDRAL		JUANA RÍOS	
	Área (Km ²)	(%)	Área (Km ²)	(%)	Área (Km ²)	(%)	Área (Km ²)	(%)
Tocmoche	77.27	46.27	86.67	58.63			163.94	49.30
Llama	38.29	22.93					38.29	11.51
Tinajones	51.43	30.80	61.15	41.37	17.73	100.00	130.31	39.19
TOTAL	166.99	100.00	147.82	100.00	17.73	100.00	332.54	100.00

Fuente: [2]

Cuadro N° 17: Precipitaciones máximas reales en la sección final de la Subcuenca requeridos para desarrollar el modelo de precipitación-escorrentía.

T. R. (AÑOS)	PRECIPITACIÓN ÁREAL MÁXIMA (mm)			
	Majín	Palo Blanco	Almedral	Juana Ríos
5	57.14	54.00	42.66	51.27
10	73.46	72.00	64.48	69.98
25	96.15	97.58	99.67	97.80
50	114.70	118.89	131.81	122.83
100	134.79	142.29	169.34	150.13
200	145.09	152.55	175.31	159.02
500	170.12	181.44	220.33	192.36
1000	190.34	205.00	258.56	219.99
10000	249.52	272.41	360.66	297.03

Fuente: [2]

4.3.2. Régimen de máximas avenidas y extraordinarias

En el Cuadro N°18, se presentan los caudales máximos instantáneos aforados y estimados del río Chancay a la altura de la bocatoma Raca rumí.

Cuadro N° 18: Caudales máximos instantáneos aforados y estimados del río Chancay a la altura de la bocatoma Raca rumí

INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA

CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS AFORADOS Y ESTIMADOS DEL RIO CHANCAY A LA ALTURA DE LA BOCATOMA RACARUMI							
ESTIMADOS CON FACTOR DE AJUSTE (m³/seg)						AFORADOS (m³/seg)	
AÑO	CAUDAL (m³/seg)	AÑO	CAUDAL (m³/seg)	AÑO	CAUDAL (m³/seg)	AÑO	CAUDAL (m³/seg)
1,914	377.00	1,941	273.00	1,968	102.36	1994	203.06
1,915	364.00	1,942	251.06	1,969	179.71	1995	160.30
1,916	182.00	1,943	263.90	1,970	252.01	1996	219.04
1,917	455.00	1,944	211.25	1,971	370.16	1997	215.16
1,918	221.00	1,945	137.16	1,972	361.00	1998	662.20
1,919	390.00	1,946	125.32	1,973	275.26	1999	341.64
1,920	364.00	1,947	265.65	1,974	206.49	2000	323.76
1,921	364.00	1,948	126.96	1,975	376.01	2001	450.24
1,922	390.00	1,949	219.31	1,976	193.49	2002	315.72
1,923	364.00	1,950	107.61	1,977	276.46	2003	166.46
1,924	247.00	1,951	66.16	1,978	176.63	2004	192.92
1,925	1,950.00	1,952	112.19	1,979	210.67	2005	376.52
1,926	429.60	1,953	165.25	1,980	112.26	2006	541.39
1,927	182.00	1,954	94.35	1,981	226.34	2007	344.16
1,928	266.60	1,955	126.79	1,982	213.43	2008	572.90
1,929	203.64	1,956	136.57	1,983	1,016.94	2009	513.88
1,930	237.26	1,957	162.57	1,984	289.97	2010	389.30
1,931	200.46	1,958	131.72	1,985	66.66	2011	282.94
1,932	182.43	1,959	165.25	1,986	246.42	2012	568.16
1,933	266.63	1,960	134.65	1,987	226.70		
1,934	165.12	1,961	156.03	1,988	152.60		
1,935	165.76	1,962	166.99	1,989	306.72		
1,936	176.93	1,963	120.45	1,990	146.99		
1,937	113.01	1,964	116.44	1,991	204.69		
1,938	242.57	1,965	196.66	1,992	165.12		
1,939	146.63	1,966	132.07	1,993	416.90		
1,940	100.23	1,967	202.46				

Fuente: PEOT

4.4. De los estudios Geotécnicos o de Mecánica de suelos

4.4.1. Perfil estratigráfico

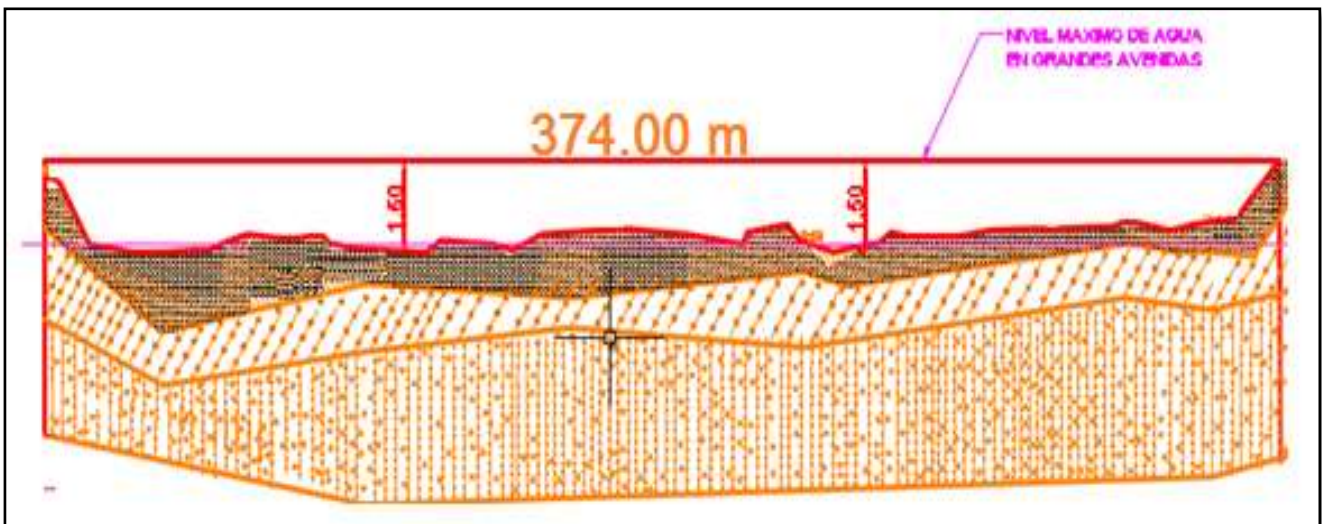
En la exploración se obtuvo un perfil de suelos con estratos casi uniformes en toda el área de estudio, un estrato de 1.00 m de arcillas de baja plasticidad con un peso volumétrico seco $\gamma_p = 1.60 \text{ Tn/m}^3$ de, otro estrato de 2.00 m de grava arcillosa, con un diámetro $d_m = 0.15 \text{ mm}$ y un último estrato de 3.50 m de grava limosa, con un diámetro $d_m = 0.29 \text{ mm}$.

Tabla N° 31: Características del suelo a cimentar

	C12			C2			C3			C4		SPT 1			SPT 2			SPT3		
	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3
Limite Líquido	19.2	20.3	24.2	25.2	24.2	31.7	33.2	NP	NP	NP	NP	25.4	NP	NP	25.5	NP	NP	22.1	24.2	NP
Limite Plástico	10.1	9.4	13.0	12.8	13.6	1.3.6	16.1	NP	NP	NP	NP	13.4	NP	NP	12.5	NP	NP	13.0	12.6	NP
Índice de Plasticidad	9.1	10.9	11.2	13.1	10.6	18.2	17.1	NP	NP	NP	NP	12	NP	NP	13	NP	NP	9.1	11.6	NP
Clasificación n SUCS	CL	CL	GC	CL	CL	GC	CL	ML	GM	ML	GM	CL	SM	GM	CL	GM	SM	GC	CL	SM
Clasificación n AASHTO	A-4	A-6	A-6	A-6	A-L	A-2-6	A-6	A-4	A-2-4	A-4	A-1-b	A-6	A-2-4	A-2-4	A-6	A-2-4	A-1-b	A-2-4	A-6	A-1-b

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 42: Perfil estratigráfico



Fuente: elaboración propia

4.4.2 Capacidad portante

La capacidad portante se ha determinado mediante el ensayo de penetración estándar, que tiene como parámetro fundamental el número promedio de golpes para obtener un ángulo de fricción interna. Luego con la teoría de BOWLES, se calcula la capacidad portante admisible.

En el anexo 02 referido al estudio de mecánica de suelos, se muestra la estratigrafía y capacidad portante de cada estrato encontrado en las calicatas y SPTs.

4.5. De los estudios Hidráulicos

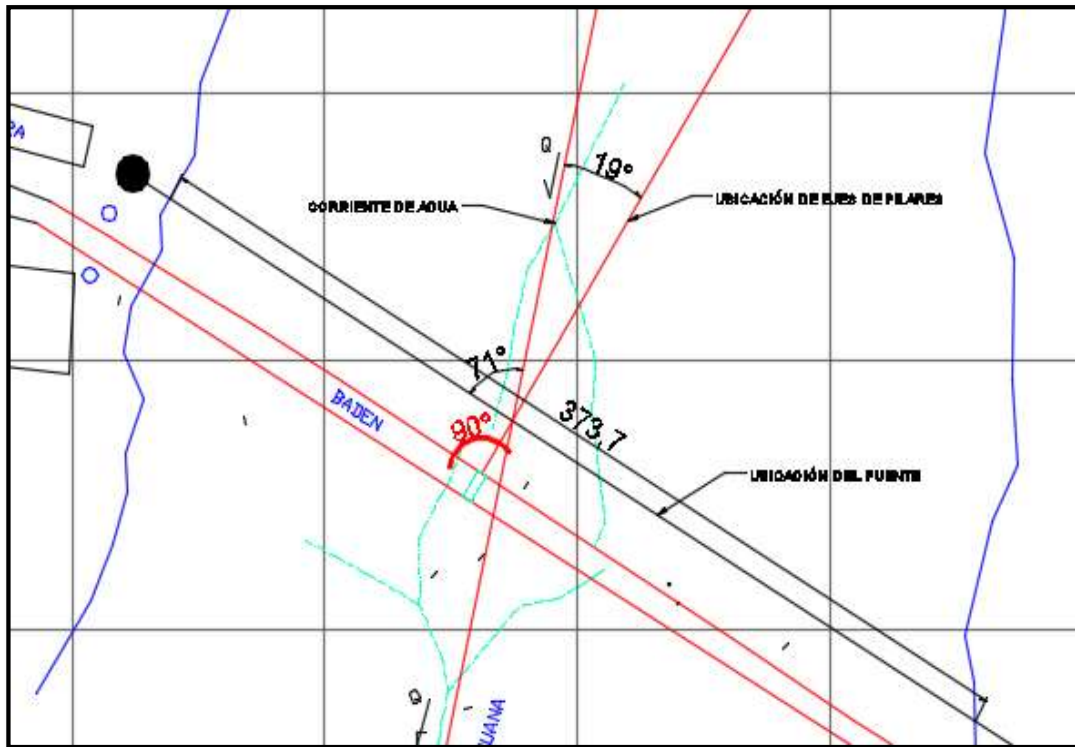
4.5.1. Altura del tablero de puente

Según el MTC [3], menciona que la altura máxima del galibo fluctúa entre 1.50 m y 2.50 m, para este proyecto se consideró una altura máxima de 1.50 m.

4.5.2. Alineación del puente respecto de la corriente

Teniendo en cuenta que la ubicación de la estructura del puente se colocara aguas arriba del badén. Con ese criterio se realizó un plano en planta, con el objetivo de encontrar el ángulo de incidencia θ de la corriente con las pilas, que según la Figura N°43, este ángulo es $\theta = 19^\circ$.

Figura N° 43: dirección de la corriente con respecto a las pilas

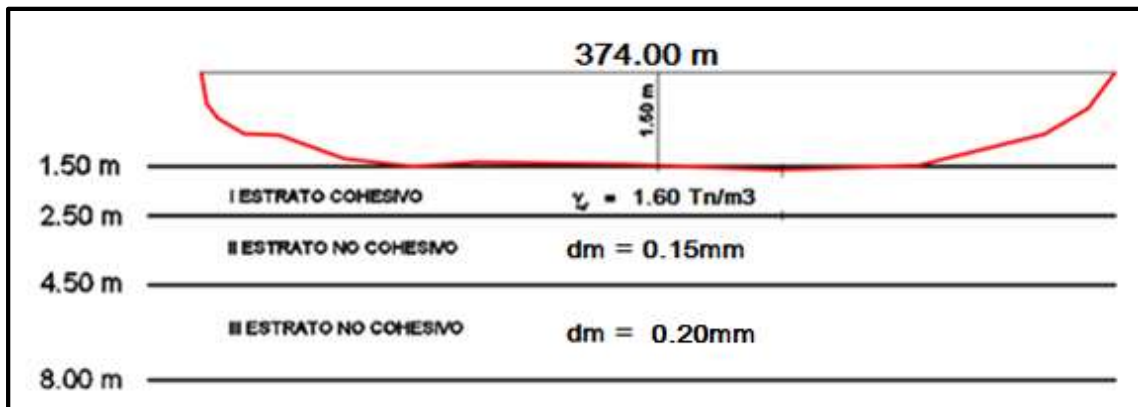


Fuente: elaboración propia

4.5.3. Profundidad de la socavación

Según los datos obtenidos en el Estudio de Mecánica de Suelos del apartado 4.4.1 y la Figura N°42 y la Figura N°43, indica un perfil estratigráfico con las propiedades de cada estrato tal y como se muestra en la Figura N°44.

Figura N° 44: Propiedades de la estratigrafía del suelo de fundación



Fuente: Elaboración propia

Según los datos hidrológicos recopilados en el apartado 5.3.1 y 5.3.2 tenemos:

- Periodo de retorno $T = 50$ años
- Caudal de diseño $Q_d = 562.50$ m³/seg
- Tirante medio $H_m = 0.919$ m
- Angulo de incidencia en las pilas $\theta = 19^\circ$.
- 10 claros con 9 pilas de $D = 0.90$ m

4.5.3.1. Cálculo de la socavación general (Lischvan-Lebediev)

Según Lischvan-Lebediev, el tirante después de la socavación general para suelos cohesivos está dada por la expresión:

Ecuación N° 77

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} B} \right)^{1/(1+x)}$$

Y para suelos no cohesivos:

Ecuación N° 78

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60 d_m^{0.28} B} \right)^{1/(1+x)}$$

A. Determinación del parámetro “ α ”

a) Cálculo del ancho efectivo “ B_e ”

De acuerdo a lo descrito en la sección 3.6.5.4, tenemos

$$B_e = (374m - 9(0.9m)) * \cos 19 - (9 + 1 - 9) * (0.920m) * \sin 19$$

$$B_e = 345.67 \text{ m}$$

b) Determinación de la velocidad media en la sección, “ V ”

Partiendo de que el tirante medio de la sección esta expresada por:

$$H_m = \frac{A}{B_e}$$

$$A = H_m B_e$$

$$A = 0.919(345.67) = 318.02 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 79

$$V = \frac{Q}{A}$$
$$V = \frac{562.50 \frac{m^3}{seg}}{318.020 m^2} = 1.77 \frac{m}{seg}$$

c) Determinación del coeficiente de contracción “ μ ”

El coeficiente de contracción está en función de la separación libre entre pilas y de la velocidad media en la sección.

La separación libre entre pilas es:

$$S = \frac{374 - 9(0.9m)}{10 \text{claros}} = 40.65 m$$

$$\mu = 0.98$$

d) Determinación del coeficiente “ α ”

Se aplica:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$
$$\alpha = \frac{562.50 m^3/seg}{0.919^{5/3} (345.67)(0.98)}$$
$$\alpha = 1.907$$

B. Determinación del parámetro “ B ”

La probabilidad anual (en porcentaje) de que se presente el gasto de diseño igual a 400 m³/seg, está en función del periodo de retorno T, expresada por:

$$P(x) = \frac{1}{T}$$
$$P(x) = \frac{1}{50 \text{ años}} = 0.02 = 2\%$$

Para esta probabilidad, según la tabla N°8, se obtiene el siguiente coeficiente:

$$B = 0.97$$

C. Determinación del parámetro " $\frac{1}{1+x}$ "

De acuerdo a la Ecuación N°79, el valor para el primer estrato es $X = 0.31$ por ser $\gamma_d = 1.60 \text{ tn/m}^3$, para el segundo estrato $X=0.42$ por ser $d_m = 0.15\text{mm}$ y para el tercer estrato $X=0.415$ por ser $d_m = 0.25 \text{ mm}$.

Por lo tanto:

$$\text{Para el primer estrato } \frac{1}{1+x} = 0.763$$

$$\text{Para el segundo estrato } \frac{1}{1+x} = 0.699$$

$$\text{Para el tercer estrato } \frac{1}{1+x} = 0.707$$

D. Cálculo de la socavación general

Primer estrato

Características:

Suelo cohesivo

$$\gamma_d = 1.60 \text{ tn/m}^3$$

$$\alpha = 1.907$$

$$H_0 = 0.919 \text{ m}$$

$$B = 0.97$$

$$\frac{1}{1+x} = 0.763$$

$$H_s = \left(\frac{(1.907)(0.919)^{5/3}}{0.60(1.60)^{1.18}(0.97)} \right)^{0.763}$$

$$H_{s1} = 1.46 \text{ m}$$

El tirante después de la socavación obtenido cayó fuera del estrato considerado, por lo que se procede al cálculo del segundo estrato.

Segundo estrato

Características:

Suelo no cohesivo

$$d_m = 0.15\text{mm}$$

$$\alpha = 1.907$$

$$H_0 = 0.919 \text{ m}$$

$$B = 0.97$$

$$\frac{1}{1+x} = 0.704$$

$$H_s = \left(\frac{(1.907)(0.919\text{m})^{5/3}}{0.68(0.15\text{mm})^{0.28}(0.97)} \right)^{0.704}$$

$$H_s = 3.04 \text{ m}$$

El tirante después de la socavación obtenido cayó fuera del estrato considerado, por lo que se procede al cálculo del tercer estrato.

Tercer estrato

Características:

Suelo no cohesivo

$$d_m = 0.25 \text{ mm}$$

$$\alpha = 1.907$$

$$H_0 = 0.919 \text{ m}$$

$$B = 0.97$$

$$\frac{1}{1+x} = 0.707$$

$$H_s = \left(\frac{(1.907)(0.919\text{m})^{5/3}}{0.68(0.25\text{mm})^{0.28}(0.97)} \right)^{0.707}$$

$$H_s = 2.759 \text{ m}$$

El tirante calculado en el tercer estrato después de la erosión cayó dentro de él, por esta razón

$$H_s = 2.759 \text{ m}$$

Por lo tanto, socavación general o normal es:

$$S_G = H_s - H_0$$

$$S_G = 2.759 - 0.919\text{m} = 1.85 \text{ m}$$

4.5.4.2 Cálculo de la socavación local en pilas (Laursen-Toch y Yaroslavtziev)

Para el cálculo de la socavación local se analizan dos criterios, Laursen-Toch y Yaroslavtziev como se describió en la sección 3.6.5.4 , apartado C.

Como la socavación general cayo dentro del tercer estrato se tomó sus características para los cálculos subsecuentes.

A. Método de Laursen –Toch: El método de Laursen-Toch distingue dos casos; cuando la corriente incide paralelamente y cuando forma un ángulo al eje de las pilas. En este caso, incide oblicuamente a la corriente y forma un ángulo de 19° con el eje de las pilas, por lo que la socavación local se determinó con la siguiente Ecuación N°80:

Ecuación N° 80

$$S_0 = K_1 K_3 b$$

a) Determinación de K_1 : Este coeficiente depende de la relación tirante de erosión general entre ancho de pila:

$$\frac{H}{b_e} = \frac{1.85 \text{ m}}{0.90 \text{ m}} = 2.054$$

Según esta relación, $K_1 = 1.88$ (ver Figura N°16).

b) Determinación de K_3 : Este factor correctivo depende del ángulo de incidencia θ y de la relación largo de la sección de la pila entre el ancho de la misma;

$$\frac{a}{b} = \frac{0.90}{0.90} = 1$$

Según este ángulo de incidencia, el coeficiente de corrección K_3 es 1.00

Cálculo de la socavación local, según Laursen-Toch

Ecuación N° 81

$$S_0 = K_1 K_3 b$$

$$S_0 = (1.88)(1.00)(0.90\text{m}) = 2.77 \text{ m}$$

B. Método de Yaroslavtziev: La escuela de Yaroslavtziev también, considera a dos criterios; para los suelos granulares sin cohesión y suelos cohesivos. El estrato en estudio es considerado no cohesivo por lo que el método a analizar es el primero. La socavación local se determina con la Ecuación N°35 :

$$S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30d$$

a) **Determinación de K_f :** para una pila del tipo II le corresponde un $K_f = 10.0$

b) **Determinación de K_v :** Esta dada por la Ecuación N°36:

$$\log K_v = -0.28 \sqrt[3]{v^2/gb_1}$$

La velocidad real, está dada por la Ecuación N°20:

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

$$Vr = \frac{1.907(0.919)^{5/3}}{1.85} = 0.805 \text{ m/s}$$

Se tiene una pila del tipo II, que le corresponde un valor b_1 .

$$b_1 = D = 0.90$$

Sustituyendo, tenemos:

$$\log K_v = -0.28 \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{0.8974 \text{ m}}{\text{seg}}\right)^2}{\left(9.81 \frac{\text{ m}}{\text{seg}^2}\right) (0.90)}} = -0.1260$$

$$K_v = 0.748$$

c) **Determinación de K_H :**

Reemplazando, tenemos:

$$\log K_H = 0.17 - 0.35(1.85/b_1)$$

$$\log K_H = 0.17 - 0.35(1.85/0.90)$$

$$\log K_H = -0.559$$

$$K_H = 0.276$$

d) **Determinación del valor “e”**

Este parámetro depende del sitio donde se localicen las pilas, en este caso se encuentran dentro del cauce de avenidas, por lo que su valor es $e = 1.00$.

e) **Cálculo de la socavación Local según Yaroslavtziev**

Yaroslavtziev advierte que su fórmula puede conducir a errores en los siguientes casos:

Caso 1:

$$\frac{H}{b_1} < 2.00$$

$$\frac{1.85 \text{ m}}{0.90 \text{ m}} = 2.054 \quad \text{No cumple}$$

Caso 2:

$$\frac{v^2}{gb_1} < 0.05$$

$$\frac{1.85}{0.9} = 2.05 > 2 \quad \text{No cumple}$$

Caso 3:

$$\frac{v^2}{gb_1} = 0.091 > 0.05 \quad \text{No cumple}$$

Por lo tanto, el método de Yaroslavtziev si es aplicable; se procede a calcular la profundidad de socavación local en la ecuación N°35:

$$S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30d$$
$$S_0 = 10 * 0.74 * (1 + 0.27) \frac{0.897^2}{9.81} - 30 * 0.25/1000$$
$$S_0 = 0.78 \text{ m}$$

f) Socavación total

La socavación total se determina mediante la suma entre la socavación general y la socavación local calculada con el método de Yaroslavtziev, debido a que en este método intervienen más parámetros:

$$S_T = H_s + S_0$$

$$S_T = 1.85 + 0.78$$

$$S_T = 2.63 \text{ m}$$

4.6 De los estudios del diseño estructural

4.6.1 Consideraciones para el diseño

Para el diseño del puente peatonal, se deberá tener en cuenta:

4.6.1.1 Deformaciones impuestas

Las especificaciones AASHTO, sugieren que sea el diseñador quien estime la magnitud de la carga de deformaciones impuestas y la fracción de las mismas que origina efectos desfavorables en la estructura.

Para cumplir con la carga de deformaciones impuestas, el RNE sugiere que se cumpla una verificación, la cual satisfará la carga originada por deformaciones provocadas por el proceso de laminado del acero, variaciones en la longitud debido a errores de fabricación y otros tipos de deformación, esta verificación indica:

- ✓ La deflexión permisible de una armadura no deberá sobrepasar el 75% de la deflexión máxima.

4.6.1.2 Variaciones de temperatura

La carga por temperatura será parte de las cargas permanentes en las combinaciones y se le adicionará a la carga muerta.

La carga correspondiente para las variaciones de temperatura, será el gradiente, que es igual a la diferencia entre las temperaturas máxima (T_1) y mínima (T_2).

Para el presente estudio, se considerarán las temperaturas límite del departamento de Lambayeque, que sugiere el MTC[3]

Tabla N° 32: Valores máximos de T1 y T2

Departamento	Temperaturas		Gradiente
	T_1	T_2	
Amazonas	40.00	21.80	18.20
Ancash	28.10	13.10	15.00
Apurimac	24.00	11.70	12.30
Arequipa	23.80	5.50	18.30
Ayacucho	25.50	6.60	18.90
Cajamarca	22.00	3.10	18.90
Callao	30.00	13.20	16.80
Cuzco	22.60	0.10	22.50
Huancavelica	16.00	2.00	14.00
Huánuco	28.00	8.90	19.10
Ica	29.40	13.20	16.20
Junín	23.00	4.00	19.00
La Libertad	28.20	14.10	14.10
Lambayeque	31.60	15.10	16.50
Lima	26.50	14.60	11.90
Loreto	33.40	19.70	13.70
Madre de Dios	33.30	16.60	16.70
Moquegua	26.00	9.00	17.00
Pasco	14.00	0.00	14.00
Piura	32.00	15.00	17.00
Puno	20.50	-7.80	28.30
San Martín	33.00	18.00	15.00
Tacna	28.00	9.10	18.90
Tumbes	31.50	19.60	11.90
Ucayali	34.20	18.70	15.50

Fuente: SENAMHI (2013)

4.6.1.3 Cargas de viento

Para el metrado de las cargas de viento se considera la velocidad del mapa eólico del Perú, estas velocidades han sido medidas a 10.00 m. sobre la parte más baja del terreno, por ello para el análisis de la velocidad del viento en este estudio, la velocidad del viento es de 45.00 Km/h y se mantendrá constante ya que la altura de la estructura no supera los 10.00 m.

4.6.2 Metrado de cargas

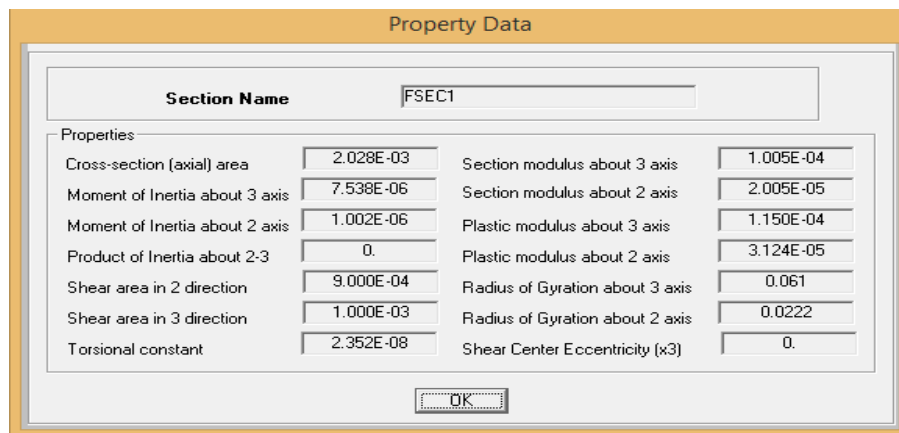
Para realizar el metrado de cargas, es preciso mencionar que el puente a diseñar es de un ancho libre de calzada de 2.00 m; estará conformado en su totalidad por perfiles de acero y entablada con madera tornillo.

4.6.2.1 Cargas muertas

Dentro de las cargas muertas, tenemos las originadas por el peso propio (elementos estructurales y no estructurales) necesarios para el funcionamiento del puente peatonal y por el gradiente de temperatura.

A. Peso propio: Para el metrado se tendrá en cuenta, que la armadura está compuesta por perfiles de acero con las siguientes características:

Figura N° 45: Características del perfil de acero del puente



Property Data			
Section Name		FSEC1	
Properties:			
Cross-section (axial) area	2.028E-03	Section modulus about 3 axis	1.005E-04
Moment of Inertia about 3 axis	7.538E-06	Section modulus about 2 axis	2.005E-05
Moment of Inertia about 2 axis	1.002E-06	Plastic modulus about 3 axis	1.150E-04
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	3.124E-05
Shear area in 2 direction	9.000E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0.061
Shear area in 3 direction	1.000E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0.0222
Torsional constant	2.352E-08	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

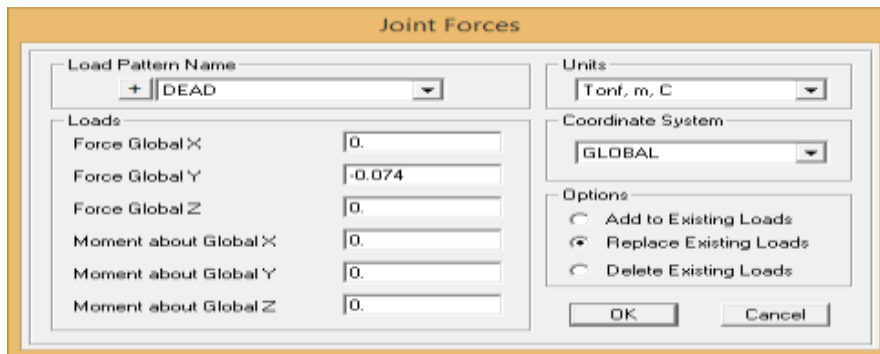
Fuente: Elaboración propia

A.1 Peso de elementos no estructurales: Para el metrado de cargas muertas, adicionalmente al peso de la armadura, se considera el peso de entablada del tablero que se ha definido y sus accesorios. Para ello se ha utilizado como referencia el peso de los elementos que componen el puente.

- Tablero de madera 45.00 Kg/m³
- Barandas 7850 Kg/m³
- Perfil que sostiene el tablero 7850 Kg/m³

El peso total de los elementos no estructurales es 74.00 kg, que es aplicado en los nudos de la viga reticulada.

Figura N° 46: Carga por elementos no estructurales

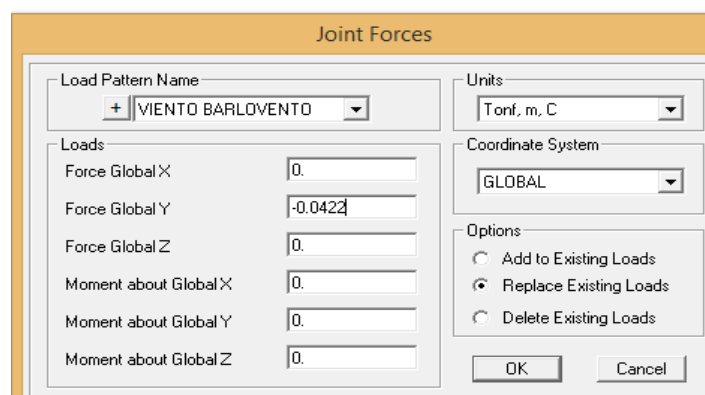


Fuente: Elaboración propia

- **Gradiente de temperatura.** - Como se mencionó en las consideraciones de diseño, se tomará como gradiente de temperatura, la diferencia de temperaturas del departamento de Lambayeque igual a 16.50°.
- **Cargas de viento**

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m ²)	Presión por Sotavento (kN/m ²)
Armaduras, Columnas y Arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.2	NA

Figura N° 47: Presión Barlovento



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 48: Presión Sotavento

Fuente: Elaboración propia

4.6.3 Del diseño de la losa de piso

Para el diseño de la losa de circulación peatonal del puente, se propuso un diseño compuesto por tablas de madera, debido a que es una estructura ligera en comparación a la de concreto armado.

Tabla N° 33: Lista de especies agrupadas

Grupo	Nombre común	Nombre científico	Módulo de Elasticidad
A	Estoraque	Miroxylon Peruiferum	175,000.00
A	Pumaquiro	Aspidosperma Macrocarpon	
B	Huayruro	Osmosia Coccinea	131,000.00
B	Machinga	Brosimun Uleanum	117,000.00
C	Catahua Amarilla	Hura Crepitans	68,000.00
C	Copaiba	Copaifera Officinalis	112,000.00
C	Diablo Fuerte	Podocarpus Sp	
C	Tornillo	Cedrelinga Catenaeformis	99,000.00

Fuente: [12]

La losa está compuesta por madera tornillo que tiene las siguientes características tecnológicas:

- **Propiedades físicas.**

Densidad Básica: 450 Kg/m³

Contracción tangencial: 3.00%

Contracción radial: 1.00%

Contracción volumétrica: 3.90%

- **Propiedades mecánicas.**

Módulo de elasticidad en flexión: 99000 Kg/cm²

Módulo de rotura en flexión: 693.00 Kg/cm²

Compresión paralela 413.00 kg/cm²

Corte paralelo a las fibras 87.00 Kg/cm²

Dureza en los lados 373.00 Kg/cm²

Tenacidad (resistente al choque): 2.88 Kg-m

- **Recomendaciones técnicas**

El Tornillo es una madera medianamente pesada, presenta contracciones lineales media y contracción volumétrica estable. La resistencia mecánica se sitúa en el límite de la categoría media. La madera es moderadamente fácil de aserrar por su media resistencia mecánica. Presenta buena trabajabilidad y acabado apropiado para la producción de piezas estructurales para construcción de viviendas, puertas y ventanas. Seca en forma rápida, es estable bajo riesgo de alabeo, la albura es susceptible al ataque biológico, la pieza con albura requiere ser preservada por sistema de vacío presión; el duramen es resistente y por ello las piezas enteramente de duramen no requieren de preservación.

4.6.4 Diseño de los elementos de la viga reticulada

Conociendo que los esfuerzos críticos para el diseño de estructuras metálicas son axiales (Compresión y tracción), se diseñaran para estos esfuerzos. Si en alguna verificación se requiere mayor área de acero, se cambiará el perfil en el diseño a compresión hasta que cumpla las otras verificaciones.

Para el diseño de los elementos, se ha tomado en consideración el estado límite de servicio I.

4.6.4.1 Diseño del montante

Los esfuerzos a los que estarán sometidos los montantes, son las que se muestran en la Tabla N°34; su diseño se realizara con un perfil que soporte los siguientes esfuerzos máximos.

Tabla N° 34: Máximos esfuerzos para diseño en montante

Montantes	DEAD	LIVE	V- BARLV	V-SOTV	COM SERVICIO 1	
					1.0CM + 1.0CV + 0.3VB	1.0CM + 1.0CV + 0.3VS
M-1	2.11Tn	7.87Tn	1.81Tn	-0.89Tn	10.52Tn	9.71Tn
M-2	1.88Tn	7.03Tn	1.34Tn	-0.66Tn	9.31Tn	8.71Tn
M-3	1.64Tn	6.19Tn	0.87Tn	-0.43Tn	8.09Tn	7.70Tn
M-4	1.41Tn	5.35Tn	0.57Tn	-0.28Tn	6.93Tn	6.67Tn
M-5	1.17Tn	4.51Tn	0.33Tn	-0.16Tn	5.78Tn	5.63Tn
M-6	0.94Tn	3.67Tn	0.20Tn	-0.10Tn	4.67Tn	4.58Tn
M-7	0.70Tn	2.84Tn	0.11Tn	-0.06Tn	3.58Tn	3.53Tn
M-8	0.47Tn	2.02Tn	0.08Tn	-0.04Tn	2.52Tn	2.48Tn
M-9	0.24Tn	1.20Tn	0.08Tn	-0.04Tn	1.47Tn	1.43Tn
M-10	0.11Tn	0.81Tn	-0.03Tn	0.01Tn	0.91Tn	0.92Tn
M-11	0.24Tn	1.21Tn	-0.17Tn	0.08Tn	1.40Tn	1.48Tn
M-12	0.48Tn	2.03Tn	-0.20Tn	0.10Tn	2.44Tn	2.53Tn
M-13	0.70Tn	2.85Tn	-0.22Tn	0.11Tn	3.49Tn	3.59Tn
M-14	0.94Tn	3.69Tn	-0.21Tn	0.10Tn	4.57Tn	4.66Tn
M-15	1.17Tn	4.52Tn	-0.16Tn	0.08Tn	5.65Tn	5.72Tn
M-16	1.41Tn	5.37Tn	-0.05Tn	0.02Tn	6.77Tn	6.79Tn
M-17	1.64Tn	6.21Tn	0.13Tn	-0.06Tn	7.89Tn	7.84Tn
M-18	1.89Tn	7.06Tn	0.44Tn	-0.22Tn	9.08Tn	8.88Tn
M-19	2.12Tn	7.90Tn	0.78Tn	-0.38Tn	10.25Tn	9.90Tn
M-20	2.13Tn	7.90Tn	-1.83Tn	0.90Tn	9.48Tn	10.30Tn
M-21	1.89Tn	7.08Tn	-1.31Tn	0.64Tn	8.58Tn	9.16Tn
M-22	1.66Tn	6.26Tn	-0.90Tn	0.44Tn	7.65Tn	8.06Tn

M-23	1.43Tn	5.44Tn	-0.55Tn	0.27Tn	6.70Tn	6.95Tn
M-24	1.20Tn	4.62Tn	-0.35Tn	0.17Tn	5.72Tn	5.87Tn
M-25	0.97Tn	3.80Tn	-0.19Tn	0.10Tn	4.70Tn	4.79Tn
M-26	0.74Tn	2.97Tn	-0.12Tn	0.06Tn	3.67Tn	3.73Tn
M-27	0.50Tn	2.13Tn	-0.08Tn	0.04Tn	2.61Tn	2.64Tn
M-28	0.27Tn	1.29Tn	-0.08Tn	0.04Tn	1.53Tn	1.57Tn
M-29	0.13Tn	0.85Tn	0.03Tn	-0.01Tn	0.99Tn	0.98Tn
M-30	0.27Tn	1.28Tn	0.17Tn	-0.08Tn	1.60Tn	1.52Tn
M-31	0.50Tn	2.12Tn	0.20Tn	-0.10Tn	2.68Tn	2.59Tn
M-32	0.74Tn	2.96Tn	0.22Tn	-0.11Tn	3.76Tn	3.66Tn
M-33	0.96Tn	3.78Tn	0.21Tn	-0.10Tn	4.81Tn	4.72Tn
M-34	1.20Tn	4.60Tn	0.16Tn	-0.08Tn	5.85Tn	5.78Tn
M-35	1.42Tn	5.42Tn	0.06Tn	-0.03Tn	6.86Tn	6.84Tn
M-36	1.66Tn	6.24Tn	-0.15Tn	0.07Tn	7.85Tn	7.92Tn
M-37	1.88Tn	7.05Tn	-0.42Tn	0.20Tn	8.81Tn	8.99Tn
M-38	2.12Tn	7.87Tn	-0.79Tn	0.39Tn	9.75Tn	10.10Tn
MAXIMO ESFUERZO EN TRACCION Tn					10.52 Tn	10.30 Tn
MAXIMO ESFUERZO EN TRACCION NEWTON					103175.01	101002.78 N

Fuente: Elaboración propia

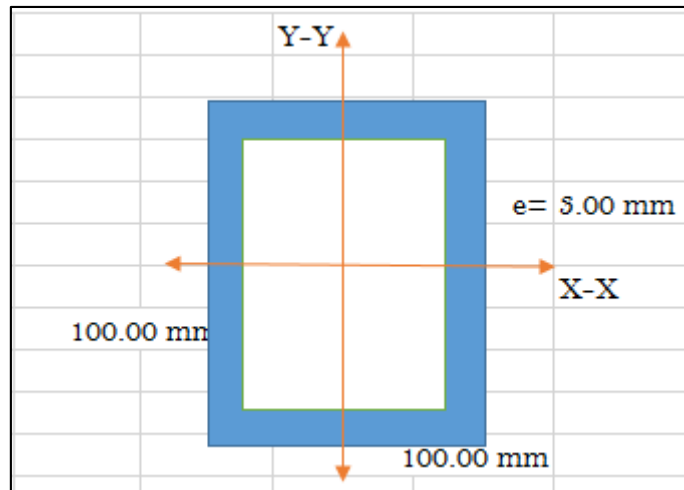
En la Tabla N°35, se muestra las diferentes propiedades de la sección y del material usado para el montante.

Tabla N° 35: Propiedades de la sección de la montante

Perfil cuadrado (HSS): 100X100X3mm			
Acero=	A-36	An=	1047.60 mm ²
b=	100.00mm	Fy=	250.00 Mpa
h=	100.00mm	Fu=	400.00 Mpa
e=	3.00mm	E=	200.00 Gpa
Ag=	1164.00mm ²	G=	77.20 Gpa
Ix=	1827092.00 mm ⁴	ry=	39.62 mm
Iy=	1827092.00mm ⁴	K=	1
rx=	39.62mm	L=	3000.00mm

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 49: Características del perfil del montante



Fuente: Elaboración propia

• **Fuerzas de diseño por tracción y compresión**

θ (tracción)= 0.95

θ (compresión)= 0.9

Tracción		
Pn=	Fy*Ag	291000.00 N
Pu=	θ *Fy*Ag	276450.00 N

OK

EFICIENCIA 37.32%

Compresión		
Pn=	Fu*An	419040.00 N
Pu=	θ *Fu*An	377136.00 N

OK

EFICIENCIA 27.36%

• **Verificación por esbeltez**

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

$$\frac{3000mm}{39.62mm} \leq 200$$

$$75.7212 \leq 200$$

OK

EFICIENCIA 37.86%

Se puede notar que el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo último, por lo tanto, el perfil seleccionado cumple con la sollicitación de carga.

4.6.4.2 Diseño de la brida superior

Los esfuerzos a los que estarán sometidos las bridas superiores son los que se muestran en la Tabla N°35. El diseño de esta, se realizará con un perfil que soporte los siguientes esfuerzos máximos.

Tabla N° 36: Máximos esfuerzos para diseño en brida superior

BRIDA SUP.	DEAD	LIVE	V-BARLV	V-SOTV	COM SERVICIO 1	
					1.0CM 1.0CV 0.3VB	+ + 1.0CM + 1.0CV + 0.3VS
BS-1	- 1.45Tn	-5.24Tn	-0.93Tn	0.46Tn	Fy8	-6.55Tn
BS-2	- 2.76Tn	-9.93Tn	-1.83Tn	0.90Tn	-13.24Tn	-12.42Tn
BS-3	- 3.91Tn	-14.01Tn	-1.06Tn	0.52Tn	-18.24Tn	-17.77Tn
BS-4	- 4.91Tn	-17.58Tn	-1.44Tn	0.71Tn	-22.92Tn	-22.28Tn
BS-5	- 5.74Tn	-20.51Tn	-0.23Tn	0.11Tn	-26.32Tn	-26.22Tn
BS-6	- 6.42Tn	-22.96Tn	-0.36Tn	0.18Tn	-29.49Tn	-29.33Tn
BS-7	- 6.93Tn	-24.77Tn	0.84Tn	-0.41Tn	-31.45Tn	-31.83Tn
BS-8	- 7.31Tn	-26.12Tn	0.78Tn	-0.39Tn	-33.19Tn	-33.54Tn
BS-9	- 7.52Tn	-26.87Tn	1.58Tn	-0.77Tn	-33.92Tn	-34.62Tn
BS-10	- 7.52Tn	-26.87Tn	1.42Tn	-0.70Tn	-33.96Tn	-34.59Tn
BS-11	- 7.31Tn	-26.14Tn	1.59Tn	-0.78Tn	-32.98Tn	-33.69Tn
BS-12	- 6.94Tn	-24.79Tn	1.46Tn	-0.72Tn	-31.29Tn	-31.94Tn
BS-13	- 6.43Tn	-23.01Tn	1.06Tn	-0.52Tn	-29.12Tn	-29.60Tn
BS-14	- 5.75Tn	-20.55Tn	0.92Tn	-0.45Tn	-26.02Tn	-26.43Tn
BS-15	- 4.92Tn	-17.63Tn	0.18Tn	-0.09Tn	-22.50Tn	-22.58Tn
BS-16	- 3.92Tn	-14.05Tn	0.14Tn	-0.07Tn	-17.93Tn	-17.99Tn
BS-17	- 2.77Tn	-9.96Tn	-0.62Tn	0.30Tn	-12.92Tn	-12.65Tn
BS-18	- 1.46Tn	-5.26Tn	-0.33Tn	0.16Tn	-6.81Tn	-6.67Tn

BS-19	- 1.46Tn	-5.27Tn	1.22Tn	-0.60Tn	-6.36Tn	-6.91Tn
BS-20	- 2.79Tn	-10.01Tn	1.19Tn	-0.59Tn	-12.44Tn	-12.97Tn
BS-21	- 3.96Tn	-14.18Tn	1.80Tn	-0.88Tn	-17.60Tn	-18.40Tn
BS-22	- 4.99Tn	-17.87Tn	0.71Tn	-0.35Tn	-22.65Tn	-22.96Tn
BS-23	- 5.86Tn	-20.95Tn	0.94Tn	-0.46Tn	-26.52Tn	-26.94Tn
BS-24	- 6.59Tn	-23.56Tn	-0.32Tn	0.16Tn	-30.24Tn	-30.10Tn
BS-25	- 7.14Tn	-25.54Tn	-0.24Tn	0.12Tn	-32.75Tn	-32.64Tn
BS-26	- 7.56Tn	-27.04Tn	-1.27Tn	0.62Tn	-34.98Tn	-34.41Tn
BS-27	- 7.80Tn	-27.89Tn	-1.22Tn	0.60Tn	-36.06Tn	-35.52Tn
BS-28	- 7.80Tn	-27.88Tn	-1.63Tn	0.80Tn	-36.17Tn	-35.44Tn
BS-29	- 7.56Tn	-27.03Tn	-1.52Tn	0.75Tn	-35.05Tn	-34.37Tn
BS-30	- 7.13Tn	-25.50Tn	-1.39Tn	0.68Tn	-33.05Tn	-32.43Tn
BS-31	- 6.58Tn	-23.53Tn	-1.25Tn	0.61Tn	-30.48Tn	-29.93Tn
BS-32	- 5.84Tn	-20.90Tn	-0.64Tn	0.31Tn	-26.93Tn	-26.64Tn
BS-33	- 4.98Tn	-17.83Tn	-0.53Tn	0.26Tn	-22.97Tn	-22.73Tn
BS-34	- 3.95Tn	-14.13Tn	0.29Tn	-0.14Tn	-17.99Tn	-18.12Tn
BS-35	- 2.78Tn	-9.98Tn	0.19Tn	-0.10Tn	-12.70Tn	-12.79Tn
BS-36	- 1.45Tn	-5.25Tn	0.53Tn	-0.26Tn	-6.54Tn	-6.78Tn
MAXIMO ESFUERZO EN COMPRESION Tn					-36.17 Tn	-35.52 Tn
MAXIMO ESFUERZO EN COMPRESION (NEWTON)					354847.52 N	348439.33 N

Fuente: Elaboración propia

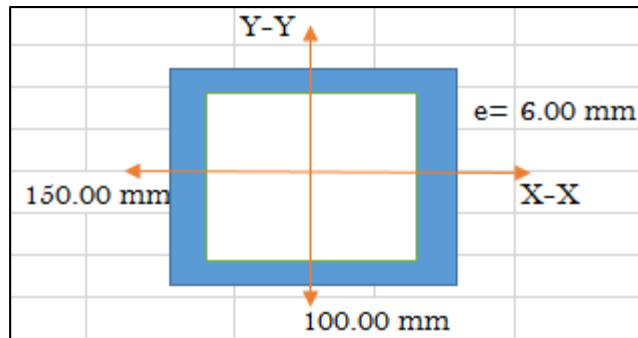
En la Tabla N°37, se muestra las diferentes propiedades de la sección y del material usado para la brida superior.

Tabla N° 37: Propiedades de la sección de la brida superior

Perfil cuadrado (HSS): 100X150X6mm			
Acero=	A-36	An=	2570.40 mm ²
b=	100.00 mm	Fy=	250.00 Mpa
h=	150.00 mm	Fu=	400.00 Mpa
e=	6.00 mm	E=	200.00 Gpa
Ag=	2856.00 mm ²	G=	77.20 Gpa
Ix=	8852472.00 mm ⁴	ry=	40.41 mm
Iy=	4663072.00 mm ⁴	K=	1
rx=	55.67mm	L=	2000.00mm

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 50: Características del perfil de la brida superior



Fuente: Elaboración propia

• **Fuerzas de diseño por tracción y compresión**

θ (tracción) = 0.95

θ (compresión) = 0.9

Tracción		
Pn=	Fy*Ag	714000.00 N
Pu=	θ *Fy*Ag	678300.00 N

OK

EFICIENCIA 52.31%

Compresión		
Pn=	Fu*An	1028160.00 N
Pu=	θ *Fu*An	925344.00 N

OK

EFICIENCIA 38.35%

• Verificación por esbeltez

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

$$\frac{2000mm}{41.41mm} \leq 200$$

$$49.4963 \leq 200 \quad \text{OK}$$

EFICIENCIA 24.75%

Por lo tanto, el perfil cumple con la sollicitación de carga.

4.6.4.3 Diseño de la brida inferior

Los esfuerzos a los que estarán sometidos las bridas inferiores, son los que se muestran en la Tabla N°38. El diseño de esta, se realizará con un perfil que soporte los siguientes esfuerzos máximos.

Tabla N° 38: Máximos esfuerzos para diseño de la brida inferior

BRIDA INF.	DEAD	LIVE	V-BARLV	V-SOTV	COM SERVICIO 1	
					1.0CM + 1.0CV + 0.3VB	1.0CM + 1.0CV + 0.3VS
BI	1.54Tn	5.54Tn	-6.28Tn	3.08Tn	5.20Tn	8.01Tn
BI-1	2.84Tn	10.21Tn	-3.37Tn	1.66Tn	12.04Tn	13.55Tn
BI-2	7.36Tn	26.30Tn	3.72Tn	-1.83Tn	34.78Tn	33.11Tn
BI-3	3.99Tn	14.30Tn	-1.17Tn	0.58Tn	17.95Tn	18.47Tn
BI-4	4.98Tn	17.83Tn	0.43Tn	-0.21Tn	22.94Tn	22.75Tn
BI-5	5.81Tn	20.79Tn	1.64Tn	-0.81Tn	27.09Tn	26.36Tn
BI-6	6.48Tn	23.18Tn	2.54Tn	-1.25Tn	30.42Tn	29.29Tn
BI-7	7.00Tn	25.02Tn	3.21Tn	-1.58Tn	32.98Tn	31.54Tn
BI-8	7.57Tn	27.06Tn	4.12Tn	-2.02Tn	35.87Tn	34.03Tn
BI-9	7.62Tn	27.23Tn	4.45Tn	-2.18Tn	36.18Tn	34.19Tn
BI-10	7.62Tn	27.23Tn	4.45Tn	-2.18Tn	36.18Tn	34.19Tn
BI-11	7.57Tn	27.04Tn	4.71Tn	-2.31Tn	36.02Tn	33.92Tn
BI-12	7.35Tn	26.26Tn	4.92Tn	-2.42Tn	35.09Tn	32.89Tn
BI-13	6.98Tn	24.96Tn	5.08Tn	-2.49Tn	33.47Tn	31.20Tn
BI-14	6.46Tn	23.10Tn	5.14Tn	-2.52Tn	31.10Tn	28.80Tn
BI-15	5.78Tn	20.68Tn	5.08Tn	-2.50Tn	27.99Tn	25.72Tn
BI-16	4.94Tn	17.69Tn	4.84Tn	-2.38Tn	24.09Tn	21.92Tn
BI-17	3.95Tn	14.13Tn	4.36Tn	-2.14Tn	19.39Tn	17.44Tn
BI-18	2.78Tn	10.00Tn	3.47Tn	-1.70Tn	13.82Tn	12.27Tn
BI-19	1.46Tn	5.29Tn	2.07Tn	-1.02Tn	7.37Tn	6.45Tn

BI-20	1.37Tn	4.96Tn	8.84Tn	-4.34Tn	8.98Tn	5.03Tn
BI-21	2.70Tn	9.69Tn	5.37Tn	-2.64Tn	14.00Tn	11.60Tn
BI-22	3.88Tn	13.88Tn	2.76Tn	-1.35Tn	18.59Tn	17.36Tn
BI-23	4.90Tn	17.54Tn	0.78Tn	-0.38Tn	22.68Tn	22.33Tn
BI-24	5.78Tn	20.66Tn	-0.67Tn	0.33Tn	26.24Tn	26.54Tn
BI-25	6.50Tn	23.24Tn	-1.78Tn	0.87Tn	29.21Tn	30.01Tn
BI-26	7.07Tn	25.28Tn	-2.62Tn	1.29Tn	31.56Tn	32.73Tn
BI-27	7.49Tn	26.76Tn	-3.27Tn	1.60Tn	33.27Tn	34.73Tn
BI-28	7.74Tn	27.68Tn	-3.78Tn	1.85Tn	34.29Tn	35.98Tn
BI-29	7.84Tn	28.01Tn	-4.19Tn	2.06Tn	34.59Tn	36.46Tn
BI-30	7.84Tn	28.02Tn	-4.62Tn	2.27Tn	34.48Tn	36.54Tn
BI-31	7.75Tn	27.71Tn	-4.81Tn	2.36Tn	34.02Tn	36.17Tn
BI-32	7.50Tn	26.81Tn	-4.94Tn	2.43Tn	32.83Tn	35.04Tn
BI-33	7.09Tn	25.35Tn	-5.00Tn	2.45Tn	30.94Tn	33.18Tn
BI-34	6.53Tn	23.34Tn	-4.95Tn	2.43Tn	28.39Tn	30.60Tn
BI-35	5.81Tn	20.79Tn	-4.74Tn	2.33Tn	25.18Tn	27.30Tn
BI-36	4.95Tn	17.70Tn	-4.33Tn	2.13Tn	21.35Tn	23.29Tn
BI-37	3.93Tn	14.08Tn	-3.58Tn	1.76Tn	16.94Tn	18.54Tn
BI-38	2.77Tn	9.93Tn	-2.37Tn	1.17Tn	11.99Tn	13.05Tn
BI-39	1.45Tn	5.25Tn	-0.53Tn	0.26Tn	6.54Tn	6.78Tn
MAXIMO ESFUERZO EN TRACCION Tn					36.18 Tn	36.54 Tn
MAXIMO ESFUERZO EN TRACCION (NEWTON)					354915.01 N	358477.61 N

Fuente: Elaboración propia

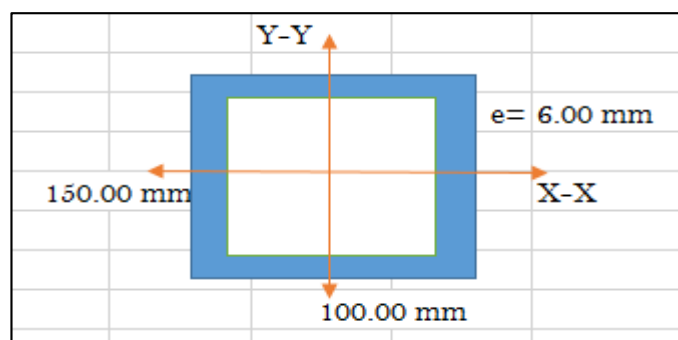
En la Tabla N°39, se muestra las diferentes propiedades de la sección y del material usado para la brida inferior.

Tabla N° 39: Propiedades de la sección de la brida inferior

Perfil cuadrado (HSS): 100X150X6mm			
Acero=	A-36	An=	2570.40 mm ²
b=	100.00 mm	Fy=	250.00 Mpa
h=	150.00 mm	Fu=	400.00 Mpa
e=	6.00 mm	E=	200.00 Gpa
Ag=	2856.00 mm ²	G=	77.20 Gpa
Ix=	8852472.00 mm ⁴	ry=	40.41 mm
Iy=	4663072.00 mm ⁴	K=	1
rx=	55.67mm	L=	2000.00mm

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 51: Características del perfil de la brida inferior



Fuente: Elaboración propia

• **Fuerzas de diseño por tracción y compresión**

θ (tracción)= 0.95

θ (compresión)= 0.9

Tracción		
Pn=	Fy*Ag	714000.00 N
Pu=	θ *Fy*Ag	678300.00 N

OK

EFICIENCIA 52.85%

Compresión		
Pn=	Fu*An	1028160.00 N
Pu=	θ *Fu*An	925344.00 N

OK

EFICIENCIA 38.74%

• **Verificación por esbeltez**

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

$$\frac{2000mm}{41.41mm} \leq 200$$

$$49.4963 \leq 200 \text{ OK}$$

EFICIENCIA 25%

Se puede notar que el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo último, por lo tanto, el perfil seleccionado cumple con la sollicitación de carga.

4.6.4.4 Diseño del arriostre

Los esfuerzos a los que estarán sometidos los arriostres son los que se muestran en la Tabla N°40. El diseño de esta, se realizará con un perfil que soporte los siguientes esfuerzos máximos.

Tabla N° 40: Máximos esfuerzos para el diseño de los arriostres

ARRIOSTRE	DEAD	LIVE	V- BARLV	V- SOTV	COM SERVICIO 1	
					1.0CM 1.0CV + 0.3VB	+ 1.0CM + 1.0CV + 0.3VS
A-1	- 2.63Tn	-9.46Tn	-2.19Tn	1.08Tn	-12.75Tn	-11.77Tn
A-2	- 2.38Tn	-8.45Tn	-1.61Tn	0.79Tn	-11.31Tn	-10.59Tn
A-3	- 2.10Tn	-7.44Tn	-1.13Tn	0.55Tn	-9.88Tn	-9.38Tn
A-4	- 1.81Tn	-6.43Tn	-0.69Tn	0.34Tn	-8.45Tn	-8.14Tn
A-5	- 1.54Tn	-5.42Tn	-0.45Tn	0.22Tn	-7.09Tn	-6.89Tn
A-6	- 1.25Tn	-4.42Tn	-0.24Tn	0.12Tn	-5.74Tn	-5.63Tn
A-7	- 0.98Tn	-3.42Tn	-0.15Tn	0.08Tn	-4.44Tn	-4.37Tn
A-8	- 0.69Tn	-2.43Tn	-0.10Tn	0.05Tn	-3.14Tn	-3.10Tn
A-9	- 0.42Tn	-1.44Tn	-0.10Tn	0.05Tn	-1.89Tn	-1.85Tn
A-10	- 0.14Tn	-0.48Tn	-0.12Tn	0.06Tn	-0.66Tn	-0.61Tn
A-11	- 0.15Tn	-0.49Tn	0.16Tn	-0.08Tn	-0.59Tn	-0.66Tn
A-12	- 0.42Tn	-1.45Tn	0.21Tn	-0.10Tn	-1.81Tn	-1.91Tn
A-13	- 0.69Tn	-2.44Tn	0.24Tn	-0.12Tn	-3.05Tn	-3.16Tn
A-14	- 0.98Tn	-3.43Tn	0.26Tn	-0.13Tn	-4.33Tn	-4.45Tn
A-15	- 1.25Tn	-4.43Tn	0.25Tn	-0.12Tn	-5.61Tn	-5.72Tn
A-16	- 1.54Tn	-5.44Tn	0.18Tn	-0.09Tn	-6.93Tn	-7.01Tn
A-17	- 1.82Tn	-6.45Tn	0.06Tn	-0.03Tn	-8.25Tn	-8.28Tn
A-18	- 2.11Tn	-7.47Tn	-0.21Tn	0.10Tn	-9.64Tn	-9.55Tn
A-19	- 2.39Tn	-8.48Tn	-0.53Tn	0.26Tn	-11.03Tn	-10.79Tn
A-20	- 2.64Tn	-9.49Tn	-0.95Tn	0.47Tn	-12.42Tn	-12.00Tn
A-21	- 2.65Tn	-9.50Tn	2.19Tn	-1.08Tn	-11.49Tn	-12.47Tn

A-22	- 2.40Tn	-8.51Tn	1.64Tn	-0.80Tn	-10.42Tn	-11.15Tn
A-23	- 2.12Tn	-7.52Tn	1.08Tn	-0.53Tn	-9.32Tn	-9.80Tn
A-24	- 1.85Tn	-6.54Tn	0.73Tn	-0.36Tn	-8.17Tn	-8.50Tn
A-25	- 1.57Tn	-5.55Tn	0.42Tn	-0.21Tn	-6.99Tn	-7.18Tn
A-26	- 1.30Tn	-4.56Tn	0.26Tn	-0.13Tn	-5.78Tn	-5.90Tn
A-27	- 1.01Tn	-3.57Tn	0.14Tn	-0.07Tn	-4.53Tn	-4.60Tn
A-28	- 0.74Tn	-2.56Tn	0.10Tn	-0.05Tn	-3.27Tn	-3.32Tn
A-29	- 0.44Tn	-1.55Tn	0.10Tn	-0.05Tn	-1.96Tn	-2.01Tn
A-30	- 0.16Tn	-0.52Tn	0.12Tn	-0.06Tn	-0.65Tn	-0.70Tn
A-31	- 0.16Tn	-0.51Tn	-0.16Tn	0.08Tn	-0.72Tn	-0.65Tn
A-32	- 0.44Tn	-1.54Tn	-0.20Tn	0.10Tn	-2.04Tn	-1.95Tn
A-33	- 0.73Tn	-2.55Tn	-0.24Tn	0.12Tn	-3.36Tn	-3.25Tn
A-34	- 1.01Tn	-3.55Tn	-0.26Tn	0.13Tn	-4.64Tn	-4.52Tn
A-35	- 1.29Tn	-4.55Tn	-0.24Tn	0.12Tn	-5.91Tn	-5.80Tn
A-36	- 1.56Tn	-5.53Tn	-0.19Tn	0.09Tn	-7.15Tn	-7.07Tn
A-37	- 1.84Tn	-6.51Tn	-0.04Tn	0.02Tn	-8.37Tn	-8.35Tn
A-38	- 2.11Tn	-7.50Tn	0.18Tn	-0.09Tn	-9.55Tn	-9.63Tn
A-39	- 2.39Tn	-8.47Tn	0.55Tn	-0.27Tn	-10.71Tn	-10.95Tn
A-40	- 2.64Tn	-9.46Tn	0.95Tn	-0.47Tn	-11.81Tn	-12.24Tn
MAXIMO ESFUERZO EN COMPRESION Tn					-12.75 Tn	-12.47 Tn
MAXIMO ESFUERZO EN COMPRESION NEWTON					125054.74 N	122305.59 N

Fuente: Elaboración propia

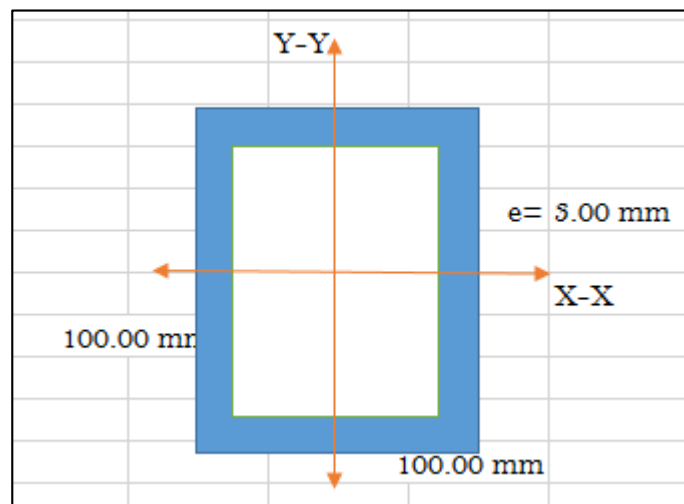
En la Tabla N°41, se muestra las diferentes propiedades de la sección y del material usado para los arriostres.

Tabla N° 41: Propiedades de la sección del arriostre

Perfil cuadrado (HSS): 100X100X3mm			
Acero=	A-36	An=	1047.60 mm ²
b=	100.00mm	Fy=	250.00 Mpa
h=	100.00mm	Fu=	400.00 Mpa
e=	3.00mm	E=	200.00 Gpa
Ag=	1164.00mm ²	G=	77.20 Gpa
Ix=	1827092.00 mm ⁴	ry=	39.62 mm
Iy=	1827092.00mm ⁴	K=	1
rx=	39.62mm	L=	3606.00mm

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 52: Características del perfil de arriostre



Fuente: Elaboración propia

- **Fuerzas de diseño por tracción y compresión**

θ (tracción)= 0.95

θ (compresión)= 0.9

Tracción		
Pn=	$F_y * A_g$	291000.00 N
Pu=	$\theta * F_y * A_g$	276450.00 N

OK

EFICIENCIA

45.24%

Compresión		
Pn=	$F_u * A_n$	419040.00 N
Pu=	$\theta * F_u * A_n$	377136.00 N

OK

EFICIENCIA

33.16%

- **Verificación por esbeltez**

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

$$\frac{3606 \text{ mm}}{39.62 \text{ mm}} \leq 200$$

$$91.015 \leq 200 \text{ OK}$$

EFICIENCIA 46%

Por lo tanto, el perfil cumple con la solicitud de carga.

4.6.4.5 Diseño del arriostre superior

Los esfuerzos a los que estarán sometidos los arriostres son los que se muestran en la Tabla N°38. El diseño de esta, se realizará con un perfil que soporte los siguientes esfuerzos máximos.

Tabla N° 42: Máximos esfuerzos para el diseño de los arriostres superiores

ARRIOSTRE SUPERIOR.	DEAD	LIVE	V-BARLV	V-SOTV	COM SERVICIO 1	
					1.0CM + 1.0CV + 0.3VB	1.0CM + 1.0CV + 0.3VS
AS-1	0.00Tn	-0.01Tn	-0.40Tn	0.20Tn	-0.13Tn	0.05Tn
AS-2	0.00Tn	0.02Tn	0.92Tn	-0.45Tn	0.30Tn	-0.11Tn
AS-3	-0.01Tn	-0.04Tn	-1.06Tn	0.52Tn	-0.37Tn	0.11Tn
AS-4	0.01Tn	0.04Tn	1.04Tn	-0.51Tn	0.37Tn	-0.10Tn
AS-5	-0.02Tn	-0.06Tn	-1.03Tn	0.50Tn	-0.38Tn	0.08Tn
AS-6	0.01Tn	0.06Tn	0.97Tn	-0.48Tn	0.36Tn	-0.07Tn
AS-7	-0.02Tn	-0.06Tn	-0.85Tn	0.42Tn	-0.34Tn	0.04Tn
AS-8	0.01Tn	0.05Tn	0.69Tn	-0.34Tn	0.27Tn	-0.04Tn
AS-9	-0.01Tn	-0.02Tn	-0.51Tn	0.25Tn	-0.18Tn	0.05Tn
AS-10	-0.01Tn	-0.04Tn	0.31Tn	-0.15Tn	0.04Tn	-0.10Tn
AS-11	0.02Tn	0.07Tn	-0.10Tn	0.05Tn	0.06Tn	0.10Tn
AS-12	-0.03Tn	-0.09Tn	-0.09Tn	0.05Tn	-0.14Tn	-0.10Tn
AS-13	0.02Tn	0.08Tn	0.27Tn	-0.13Tn	0.18Tn	0.06Tn
AS-14	-0.02Tn	-0.08Tn	-0.40Tn	0.20Tn	-0.22Tn	-0.04Tn
AS-15	0.01Tn	0.06Tn	0.51Tn	-0.25Tn	0.23Tn	0.00Tn
AS-16	-0.02Tn	-0.05Tn	-0.63Tn	0.31Tn	-0.26Tn	0.03Tn
AS-17	0.01Tn	0.03Tn	0.61Tn	-0.30Tn	0.22Tn	-0.05Tn
AS-18	-0.01Tn	-0.01Tn	-0.29Tn	0.14Tn	-0.10Tn	0.03Tn
MAXIMO ESFUERZO EN COMPRESION Tn					-0.38 Tn	-0.11 Tn
MAXIMO ESFUERZO EN COMPRESION (NEWTON)					3750.36 N	1094.11 N

Fuente: Elaboración propia

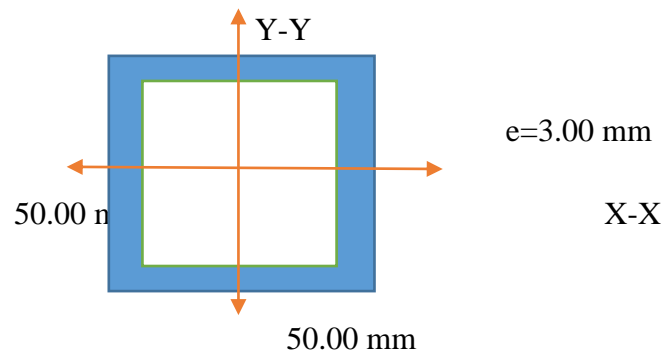
En la Tabla N°43, muestra las diferentes propiedades de la sección y del material usado para el arriostre superior.

Tabla N° 43: Propiedades de la sección del arriostre superior

Perfil cuadrado (HSS): 50X50X3mm			
Acero=	A-36	An=	507.60mm ²
b=	50.00mm	Fy=	250.00 Mpa
h=	50.00mm	Fu=	400.00 Mpa
e=	3.00mm	E=	200.00 Gpa
Ag=	564.00mm ²	G=	77.20 Gpa
Ix=	208492.00 mm ⁴	ry=	19.23 mm
Iy=	208492.00mm ⁴	K=	1
rx=	19.23 mm	L=	2828.00mm

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 53: Características del perfil del arriostre superior



Fuente: Elaboración propia

- Fuerzas de diseño por tracción y compresión**

$$\theta \text{ (tracción)} = 0.95$$

$$\theta \text{ (compresión)} = 0.9$$

Tracción		
Pn=	$F_y * A_g$	141000.00 N
Pu=	$\theta * F_y * A_g$	133950.00 N

OK

EFICIENCIA 2.80%

Compresión		
Pn=	$F_u * A_n$	203040.00 N
Pu=	$\theta * F_u * A_n$	182736.00 N

OK

EFICIENCIA 2.05%

- Verificación por esbeltez**

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

$$\frac{2828 \text{ mm}}{19.23 \text{ mm}} \leq 200$$

$$147.061 \leq 200 \text{ OK}$$

EFICIENCIA 74%

Por lo tanto, el perfil cumple con la sollicitación de carga.

4.6.4.6 Diseño del arriostre inferior.

Los esfuerzos a los que estarán sometidos los arriostres inferiores son los que se muestran en la Tabla N°44. El diseño de esta, se realizará con un perfil que soporte los siguientes esfuerzos máximos.

Tabla N° 44: Máximos esfuerzos para el diseño de los arriostres inferiores

ARRIOSTRE INFERIOR	DEAD	LIVE	V-BARLV	V-SOTV	COM SERVICIO 1	
					1.2CM + 1.0CV + 0.3VB	1.0CM + 1.0CV + 0.3VS
AI-1	0.00Tn	0.02Tn	-3.63Tn	1.78Tn	0.32Tn	0.56Tn
AI-2	0.01Tn	0.03Tn	-2.84Tn	1.39Tn	0.34Tn	0.46Tn
AI-3	0.01Tn	0.04Tn	-2.22Tn	1.09Tn	0.36Tn	0.39Tn
AI-4	0.02Tn	0.06Tn	-1.73Tn	0.85Tn	0.38Tn	0.33Tn
AI-5	0.02Tn	0.07Tn	-1.36Tn	0.67Tn	0.39Tn	0.29Tn
AI-6	0.02Tn	0.08Tn	-1.07Tn	0.53Tn	0.40Tn	0.26Tn
AI-7	0.02Tn	0.08Tn	-0.83Tn	0.41Tn	0.41Tn	0.23Tn
AI-8	0.02Tn	0.08Tn	-0.64Tn	0.32Tn	0.41Tn	0.21Tn
AI-9	0.02Tn	0.06Tn	-0.49Tn	0.24Tn	0.38Tn	0.15Tn
AI-10	0.04Tn	0.14Tn	-0.36Tn	0.18Tn	0.49Tn	0.24Tn
AI-11	0.03Tn	0.12Tn	0.25Tn	-0.12Tn	0.46Tn	0.12Tn
AI-12	0.01Tn	0.04Tn	0.14Tn	-0.07Tn	0.35Tn	0.03Tn
AI-13	0.02Tn	0.06Tn	0.02Tn	-0.01Tn	0.39Tn	0.08Tn
AI-14	0.02Tn	0.06Tn	-0.11Tn	0.06Tn	0.38Tn	0.10Tn
AI-15	0.01Tn	0.05Tn	-0.28Tn	0.14Tn	0.37Tn	0.11Tn
AI-16	0.01Tn	0.04Tn	-0.48Tn	0.23Tn	0.36Tn	0.13Tn
AI-17	0.01Tn	0.03Tn	-0.73Tn	0.36Tn	0.34Tn	0.14Tn
AI-18	0.00Tn	0.01Tn	-1.09Tn	0.54Tn	0.31Tn	0.17Tn
AI-19	0.00Tn	-0.01Tn	-1.57Tn	0.77Tn	0.29Tn	0.22Tn
AI-20	0.01Tn	-0.03Tn	-2.18Tn	1.07Tn	0.26Tn	0.28Tn
MAXIMO ESFUERZO EN TRACCION Tn					0.26 Tn	0.03 Tn
MAXIMO ESFUERZO EN COMPRESION (NEWTON)					2565.71 N	312.64 N

Fuente: Elaboración propia

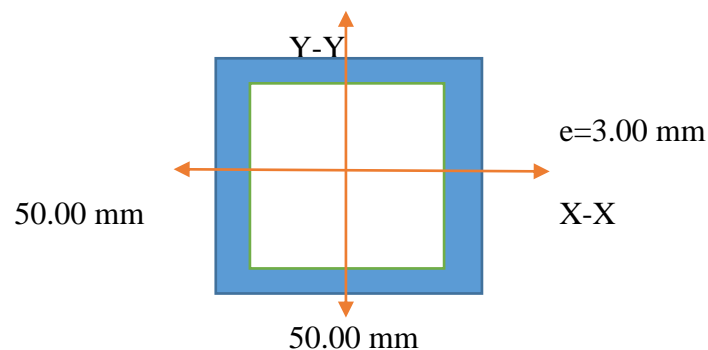
En la Tabla N°45, muestra las diferentes propiedades de la sección y del material usado para el arriostre inferior.

Tabla N° 45: Propiedades de la sección del arriostre inferior

Angulo: 50X50X3mm			
Acero=	A-36	An=	261.90 mm ²
b=	50.00mm	Fy=	250.00 Mpa
h=	50.00mm	Fu=	400.00 Mpa
e=	3.00mm	E=	200.00 Gpa
Ag=	291.00mm ²	G=	77.20 Gpa
Ix=	80600.00 mm ⁴	ry=	16.64 mm
Iy=	80600.00mm ⁴	K=	1
rx=	16.64 mm	L=	2828.00mm

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 54: Características del perfil del arriostre inferior



Fuente: Elaboración propia

- Fuerzas de diseño por tracción y compresión**

$$\theta \text{ (tracción)} = 0.95$$

$$\theta \text{ (compresión)} = 0.9$$

Tracción		
Pn=	Fy*Ag	141000.00 N
Pu=	$\theta * Fy * Ag$	133950.00 N

OK
EFICIENCIA 2.80%

Compresión		
Pn=	Fu*An	203040.00 N
Pu=	$\theta * Fu * An$	182736.00 N

OK
EFICIENCIA 2.05%

- Verificación por esbeltez**

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

$$\frac{2828 \text{ mm}}{19.23 \text{ mm}} \leq 200$$

$$147.061 \leq 200 \text{ OK}$$

EFICIENCIA 74%

Por lo tanto, el perfil cumple con la sollicitación de carga.

V.DISCUSIÓN

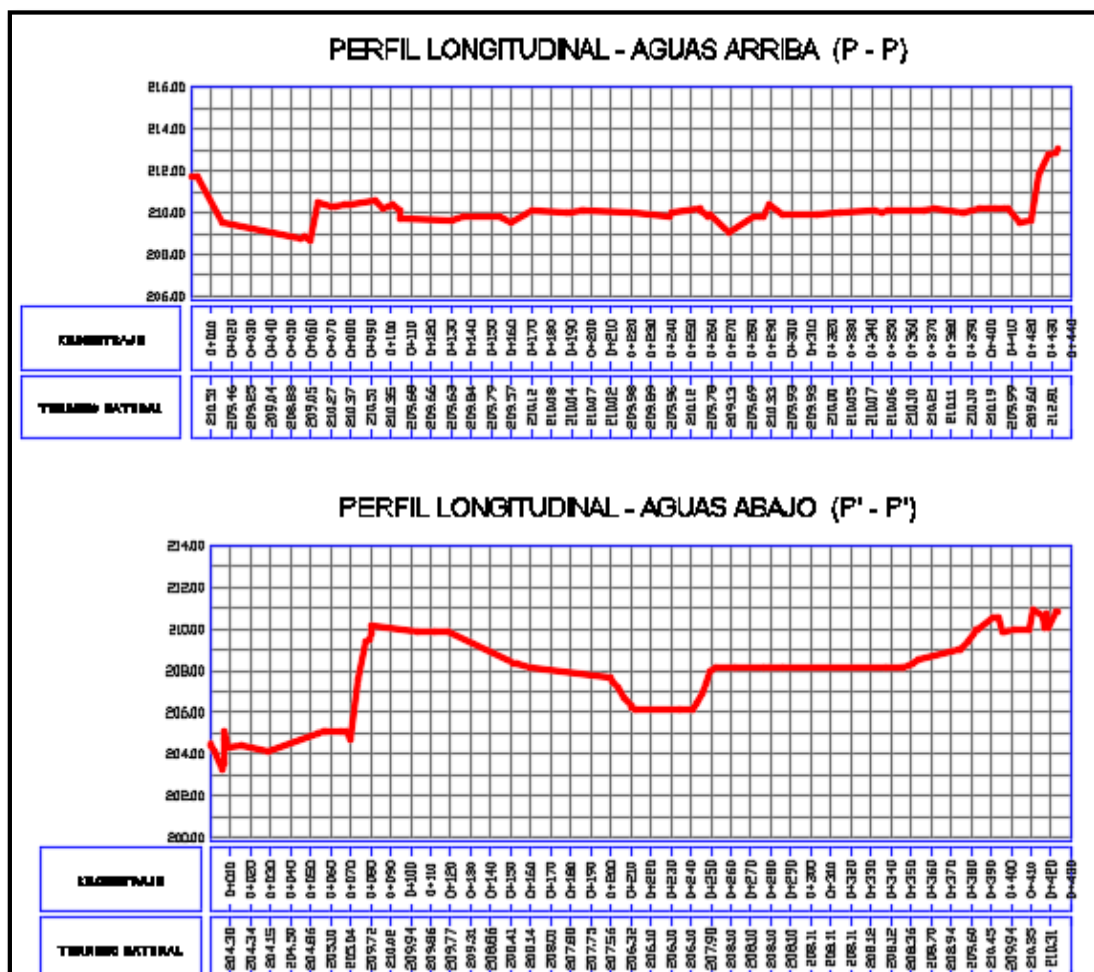
En este capítulo se verifican que los resultados obtenidos en el apartado IV, se ajusten a los requerimientos establecidos en las Normas Técnicas Nacionales e Internacionales vigentes.

5.1. Ubicación del puente peatonal

5.1.1. De las características topográficas

Con las características del terreno determinadas en el apartado 4.2.1 y comparando el relieve que muestran los perfiles longitudinales P - P y P' - P', mostrados en el plano T-07, se concluyó que la mejor ubicación para cimentar la sub estructura del puente peatonal, sea sobre el suelo que detalla el perfil longitudinal P - P; debido a que muestra un relieve más llano en comparación con el perfil P' - P'. La cota promedio es de 210 msnm. Entre las progresivas +0.20 y 420.00

Figura N° 55: Diferencias de relieve en ambos extremos del badén.



Fuente: Elaboración propia

5.2. Longitud del puente peatonal

Analizando los 374.00 m de ancho del cauce que se obtuvo en el apartado 4.2.1, lo accidentado del relieve del terreno que se muestra en el perfil longitudinal P'-P' que se ha formado por el aumento en los caudales de la corriente, el aumento de la velocidad y la turbulencia que se ha generado debido a la interferencia que la estructura del badén causa en el flujo. Es que se determina que la ubicación óptima para el cruce del cauce sea sobre el perfil longitudinal P - P, ya que en este se muestra el relieve del terreno casi constante, a una cota promedio de 210 msnm. Entre las progresivas +0.20 y 420.00. Con una longitud de 400.00 metros para prevenir que la socavación alcance los estribos

5.3. Caudal máximo, periodo de retorno, velocidad del cauce y tirante crítico

5.3.1. Caudal máximo y periodo de retorno

Según el MTC [3], indica que para determinar el periodo de retorno y la descarga máxima de diseño dependerá de la importancia de la estructura. Por lo tanto, teniendo en cuenta que se trata de un puente que no lleva carretera pública o tránsito vehicular y que el método de diseño es por cargas de esfuerzos admisibles es que se considera como una estructura común.

Para obtener el caudal máximo de diseño se utilizó los datos del **Cuadro N°18** con un periodo de retorno de 50 años con el programa informático RIVER, por métodos estadísticos los cuales se muestran a continuación.

Figura N° 56: Métodos estadísticos-Log Normal

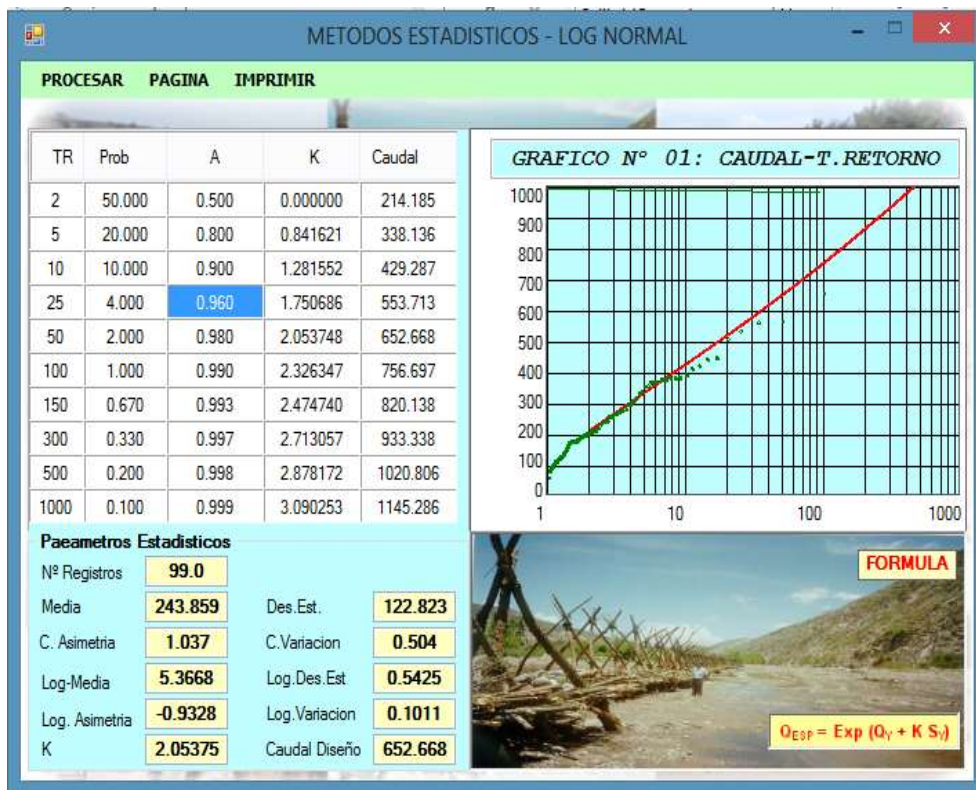


Figura N° 57: Métodos estadísticos-Método Gumbel

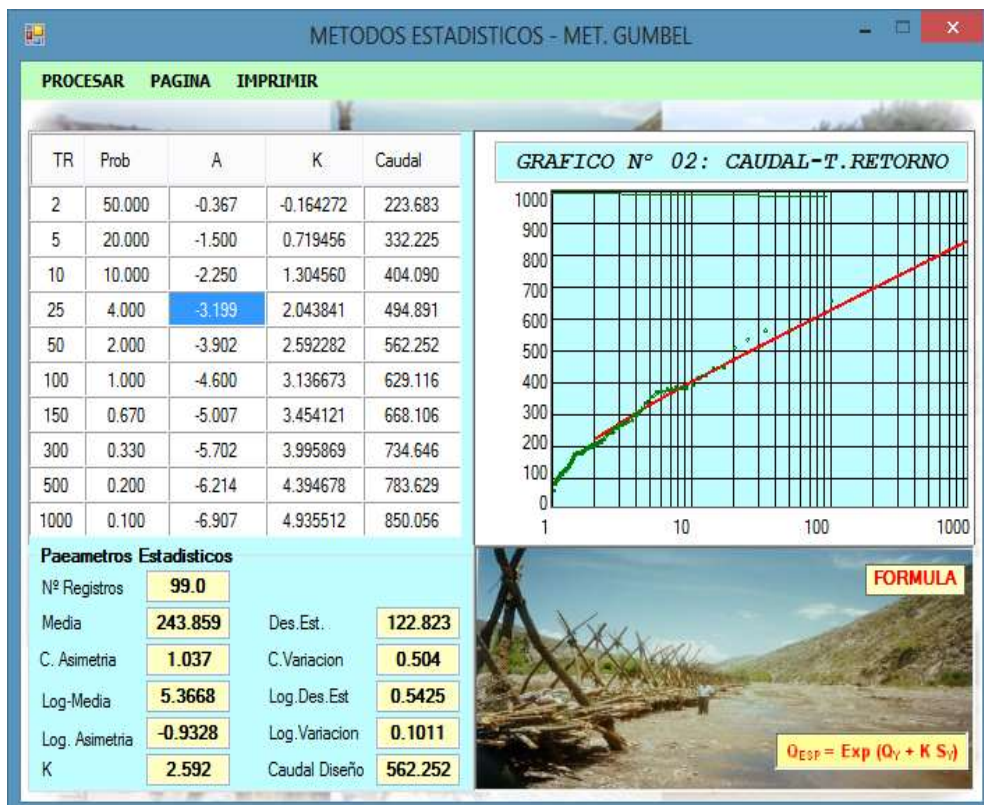


Figura N° 58: Métodos estadísticos-Método Pearson

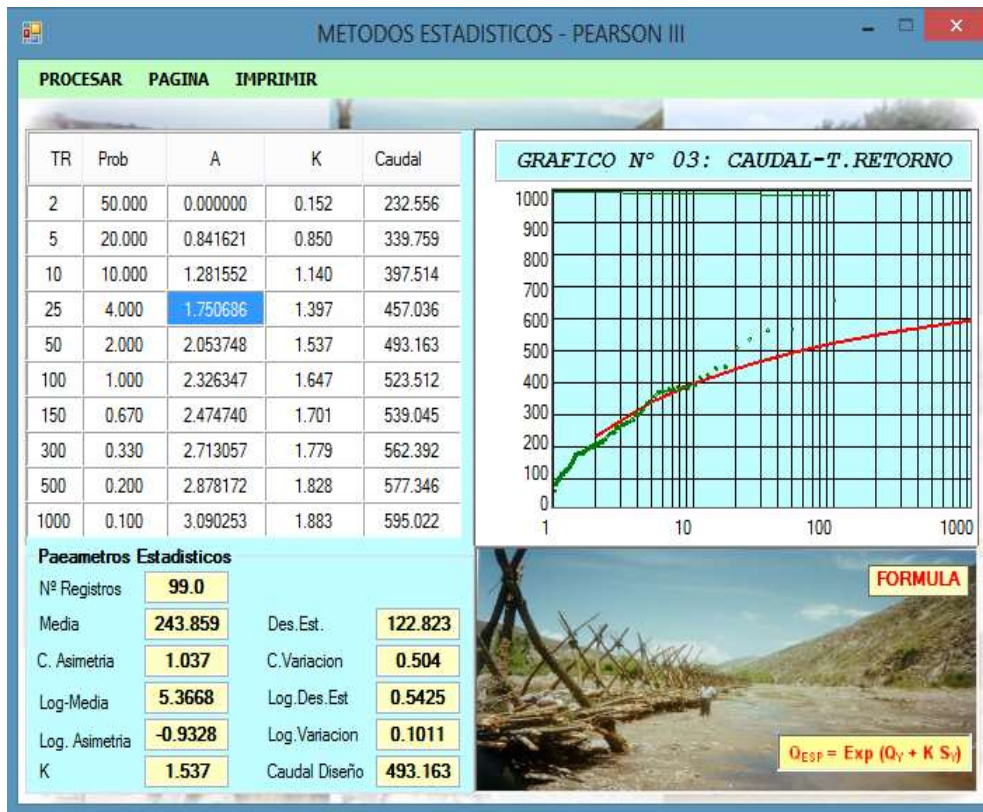
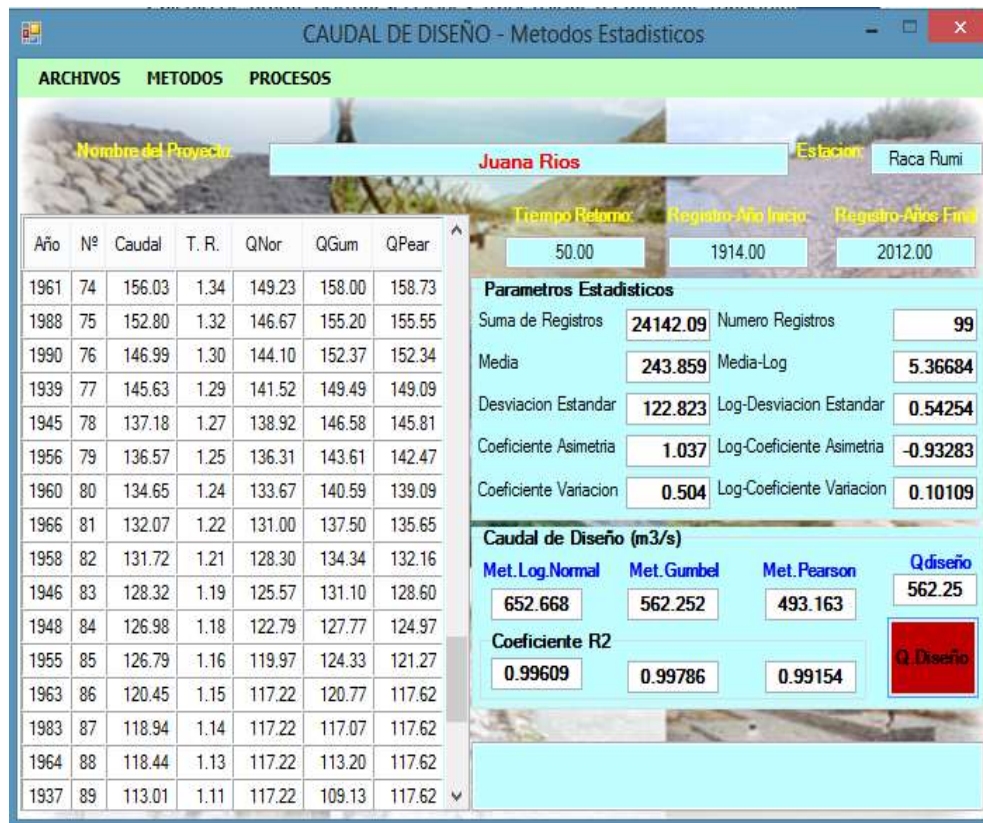


Figura N° 59: Caudal de diseño - Métodos estadísticos



En el análisis de la Figura N°59, se puede apreciar que el método analítico que más se aproxima es el Método Gumbel, donde arroja un caudal máximo de diseño de 562.50 m³/s, a un periodo de retorno de 50 años.

Contrastando este resultado con lo que recomienda Tejada [2], al realizar el modelo hidrológico en la zona de estudio con ayuda software HEC-MS con los datos de cuadro N°18, se obtuvo caudales máximos para diferentes periodos de retorno que se muestra en el cuadro N°19, asimismo, se aprecia que los datos de los resultados son muy similares.

Por lo tanto, se tomará como caudal máximo de diseño 562.50 m³/s que es el resultado obtenido con el software RIVER debido a los criterios de diseño estructural es el más crítico para cálculos de socavación, presión del agua sobre las pilas, entre otros.

Cuadro N° 19: Caudales de avenidas por periodo de retorno (m³/s)

SECCIÓN	CAUDALES DE AVENIDAS POR PERÍODO DE RETORNO (m ³ /s)							
	5 Años	10 Años	25 Años	50 Años	100 Años	200 Años	500 Años	1000 Años
BADEN JUANA RÍOS	109	234	325	400	480	519	618	699
SUBCUENCA JUANA RÍOS	175	240	345	400	515	554	663	751

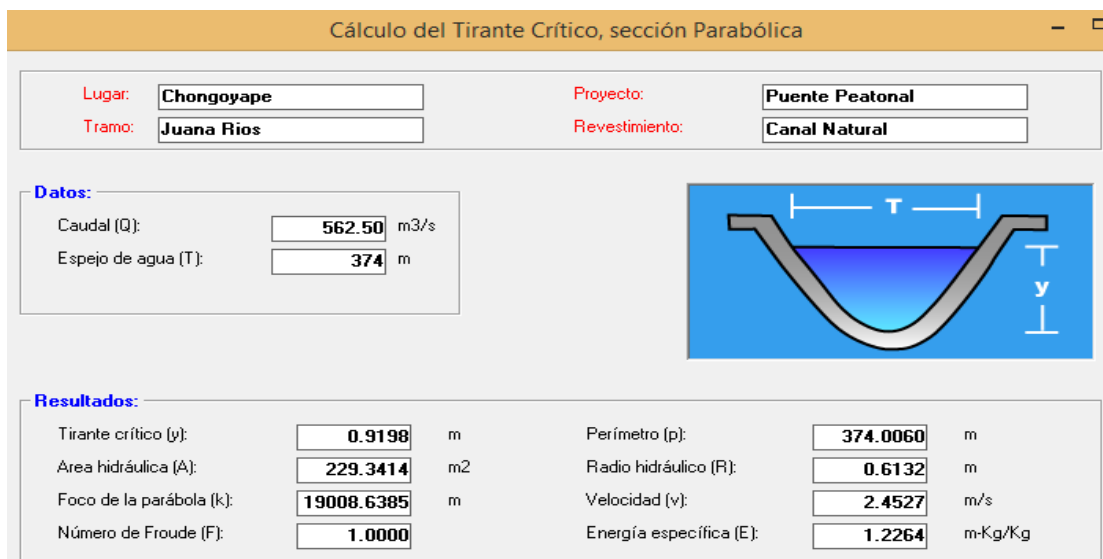
5.3.2. Velocidad del cauce y tirante Crítico

Para determinar estos valores se utilizó el programa HCANALES V3.0, y por tratarse de un canal natural tipo parábola se ingresa como datos: el caudal de diseño, el espejo de agua obtenida en los apartados 5.3. Se obtuvo la información que se muestra en la siguiente figura, donde:

Tirante crítico: 0.92 m

Velocidad del cauce: 2.4527 m/s

Figura N° 60: Cálculo del tirante crítico



Estos resultados según el MTC[3] se corroboraron mediante factores obtenidos a partir de un análisis regional, evaluando las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes que se muestran en el anexo panel fotográfico. Por lo tanto, se toma como tirante crítico 0.919 metros y una velocidad de 2.4527 m/s.

5.4. Socavación total

Como se explicó en el apartado 4.5.4.2 la socavación depende del tamaño de la partícula de los estratos, de la velocidad de la corriente, de la forma de los pilares y como en el cálculo de la socavación local en pilas desarrollado en el apartado 4.5.4.2 se desarrollaron dos métodos, obteniendo diferentes resultados, por esta razón se tomará en cuenta ambos métodos debido a que los dos son aplicables.

El Método de Laursen y Toch se tomará en cuenta para la profundidad de cimentación, mientras que con el método de Yaroslavtziev se aplicará para obtener el diámetro del material granular a emplear, protegiendo la estructura de los pilares de la socavación.

5.5. Profundidad de cimentación

Teniendo en cuenta que la longitud del puente es de 400 metros se consideró colocar pilares dentro del cauce, esto conlleva a considerar los daños de socavación que ocasionaría una avenida extraordinaria sobre la estructura de los pilares, para poder garantizar la seguridad de los transeúntes y crear impactos económicos y sociales positivos por un largo periodo de tiempo.

Bajo esta premisa se consideró que la profundidad de cimentación adecuada sea a 1.30 m por debajo de la profundidad de socavación total obtenida en el apartado 4.5.3; además, a esta profundidad se tiene un estrato de arena limosa con presencia de grava con una capacidad portante de 3.00 kg/cm².

5.6. Tipo de losa

En esta sección se contrasta la losa descrita en el apartado 3.6.6.7 mediante la comparación de la cantidad de carga que transmite y soporta el conjunto de elementos que las componen.

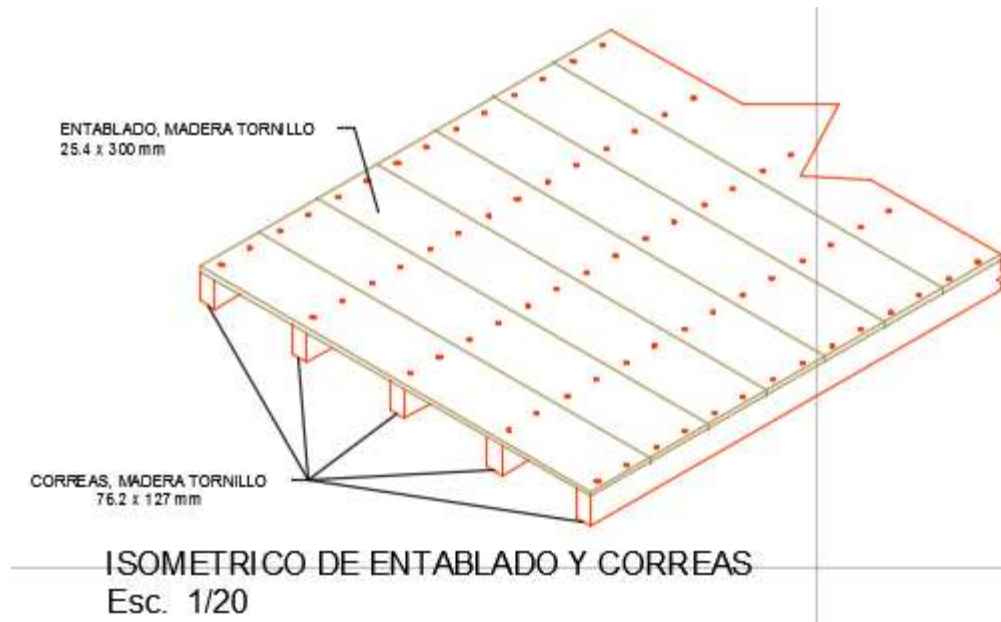
Se considera formar el tablero del puente, con un tablero de madera tornillo para que soporte una sobrecarga de 415 kg/m², que es lo que la norma AASHTO estima para puentes peatonales, lo cual se obtendría un tablero con 33.20 kg/m² de peso propio.

Es así que, para este proyecto, es conveniente formar el tablero del puente de madera tornillo debido a que se obtendría una estructura más liviana para efectos de diseño del resto de elementos como las vigas en celosía, los pilares y los cimientos.

Para el diseño estructural de los elementos del tablero se consideró la Norma E-010 del reglamento nacional de edificaciones, (RNE), en esta norma se clasifica a la madera estructural en Clase A, Clase B, Clase C, según su densidad básica y la resistencia mecánica.

La forma de cómo se dispondrá el entablado de la losa, se presenta en la siguiente figura:

Figura N° 61: Isométrico de entablado y correas



El método del diseño de los elementos de madera en conformidad con la norma E-010 es por cargas de servicio o esfuerzos admisibles. Además, se tuvo en cuenta criterios de resistencia rigidez y estabilidad.

VI. CONCLUSIONES

- La longitud total del cauce principal es de 43 Km, resultando una pendiente media de 0.0825 y un área de drenaje de 332.30 km².
- La capacidad portante es de 3.00 kg/cm², el tipo de suelo a cimentar es arena limosa y la profundidad de cimentación es de 1.30m por debajo del nivel de socavación (207.00msnm).
- La selección de la armadura tipo Howe, para el diseño modular del puente ha permitido una mejor distribución de los esfuerzos axiales, además presenta poca deflexión.
- En el puente peatonal se optó por una estructura reticulada con una losa de piso de madera tornillo dando como resultados perfiles de HSS 100 x150x6mm para bridas superiores e inferiores, perfiles de HSS 100x100x3mm para montante e arriostre y la losa con un entablado de madera tornillo de 25.4x300mm.
- Para obtener las máximas deflexiones se optó por considerar la deflexión en el centro de la viga en celosía por efectos de carga viva, tomando como valor referencial L/500. Siendo L la longitud del tramo.
- Para obtener un diseño óptimo se ha mayorado las cargas y aplicado un factor de reducción a los esfuerzos resistentes del material, logrando conformar los elementos de la viga en celosía con perfiles de menor espesor.
- La longitud total del puente, se cubre con estructuras de vigas en celosía y una losa con tablas de madera tornillo en 10 tramos de 40.00 metros de longitud y una altura de 3.00 metros.
- La transferencia de carga entre la superestructura y la sub estructura se realiza con apoyos de neopreno de 4.1 cm. Formando una estructura isostática.
- Para el cálculo de la socavación se han tomado métodos distintos, con la finalidad de encontrar la profundidad de desplante de la cimentación para poder mitigar el efecto erosivo de la corriente del agua en avenidas extraordinarias.
- El presupuesto total del puente peatonal es de S/. 2,009,040.25, incluido IGV, gastos generales y utilidad

VII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda la construcción del puente peatonal como solución técnica y económica para mejorar la transitabilidad peatonal de los habitantes de los centros poblados aledaños al distrito de Chongoyape.
- Realizar una modelación hidráulica, para obtener datos más precisos de socavación, y poder mitigar el efecto erosivo del agua para garantizar la seguridad de los transeúntes y riesgos de pérdidas económicas en el futuro.
- Implementar un plan de mantenimiento y operación para toda la estructura.

VIII. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Manual de carreteras: Diseño Geometrico, Lima: Ministerio De Transportes y Comunicaciones, 2018.
- [2] H. Tejada Espinosa, Estudio hidròlogico de maximas avenidas de la sub Cuenca Juana - Rios Chancay - Lambayeque, Lambayeque: Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Facultad de Ingeniería, 2014.
- [3] Manual de diseño de puentes, Perú: Ministerio De Transportes y Comunicaciones, 2016.
- [4] J. Badillo y r. Rodriguez, Mecanica de suelos, tomo 3, flujo de agua en suelos, Mexico: Limusa, 2008.
- [5] A. Rocha Felices, Hidraulica fluvial, Lima: Instituto de la construcción y Gerencia ICG, 2009.
- [6] J. E. Trujillo Orosco, Diseño de Puentes, Bogota: Universidad Industrial de Santander, 2009.
- [7] E. Seminario Manrique, Guia para el diseño de puentes con vigas y losas, Piura: Tesis De Licenciatura, Universidad De Piura, Facultad De Ingeniería, 2004.
- [8] Guia de especificaciones para puentes peatonales, Estados Unidos: AASHTO, 1997.
- [9] Norma Tecnica de Madera E-010, Lima : Grupo editorial Megabite, 2016.
- [10] Diseño de estructuras de acero, 2002.
- [11] I. Castro Toro, Evaluacion de la socavación al pie de los muros de encauzamiento del rio, zona urbana - Jaen, Cajamarca: Universidad Nacional De Cajamarca, Facultad de ingeniería, 2013.
- [12] M. Borges Briceño, Socavación al pie de muros longitudinales, Venezuela: Trabajo de grado, Universidad De los Andes, Facultad de Ingeniería, 2008.
- [13] Manual de hidrologia, hidraulica y drenaje, Perú: Ministerio de Transportes y Comunicaciones., 2008.

- [14] J. Mendoza Dueñas, Topografía: Técnicas Modernas, lima: Biblioteca Nacional del Perú, 2012.
- [15] M. E. Vences Rojas, Diseño Estructural del puente Lima sobre el canal vía, Sullana, Piura: Tesis de pregrado, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, 2004.
- [16] F. J. Peralta Peralta, Diseño estructural de puentes Peatonales sobre la autopista Pimentel-Chiclayo, Pimentel, Facultad de Ingeniería Arquitectura y Urbanismo , Universidad Señor de Sipan: Tesis de pregrado, 2018.
- [17] E. Alvarez Trujillo, Ayudas de diseño para Puentes de losa, Santa Clara: Tesis de pregrado, Facultad de Construcciones, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, 2010.
- [18] Manual técnico METALDECK, Colombia: Acesco, 2012.

IX. ANEXOS.

9.1. Topografía

9.2. Mecánica de Suelos

9.3. Cálculo de elementos estructurales

9.4. Planos

9.5. Presupuesto

9.6. Evaluación de Impacto Ambiental