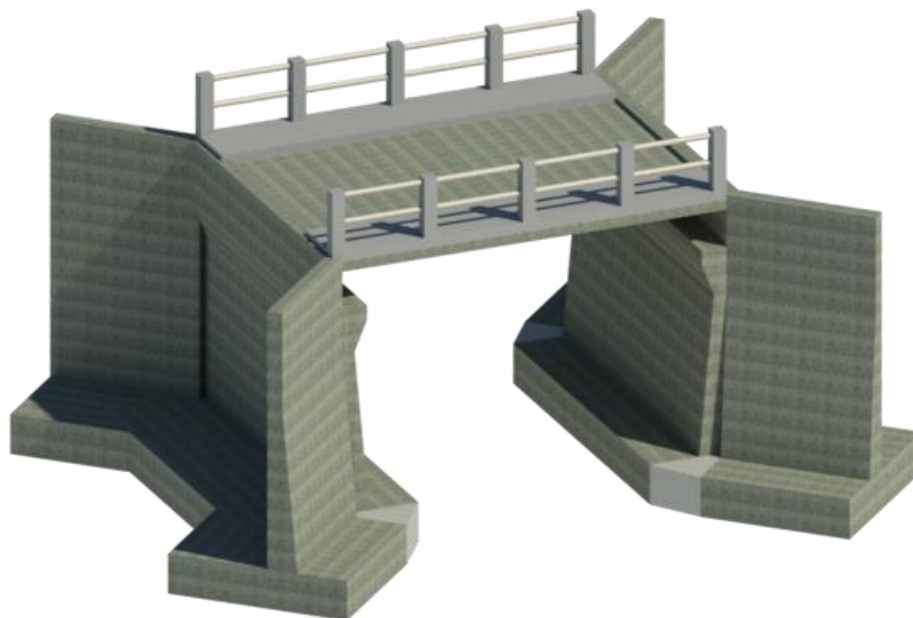




GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO PARROQUIAL RURAL DE “EL PORVENIR DEL CARMEN”

“Construcción del puente comunitario vehicular sobre la quebrada
Paredones en la parroquia El Porvenir del Carmen,
Cantón Palanda, Provincia de Zamora Chinchipe,”

MEMORIA EJECUTIVA



PREPARADO PARA:

EMBAJADA DE JAPÓN

PALANDA – ZAMORA CHINCHIPE- ECUADOR

2024





CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.2	Acceso y Ubicación	2
1.3	Objetivos.....	3
2.	DISEÑO GEOMÉTRICO	3
2.1.2	ALTERNATIVA PROPUESTA.....	4
2.1.3	TRABAJOS DE CAMPO.....	4
2.1.3.2	Nivelación y replanteo del eje.	5
2.1.4	TRABAJO DE GABINETE.	5
2.1.5	DISEÑO DE PROYECTO HORIZONTAL Y VERTICAL.....	6
2.1.6	SECCION TIPICA.....	11
2.1.7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	12
3.	HIDROLOGIA E HIDRAULICA.	13
3.1	GENERALIDADES.....	13
3.2	NORMAS Y ESPECIFICACIONES	13
3.3	OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	13
3.4	METODOLOGÍA: CÁLCULO Y DISEÑO	14
3.5	ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA PAREDONES.....	14
3.5.1	Ubicación y características físicas de la cuenca.....	14
3.5.2	TIPO DE SUELOS Y COBERTURA VEGETAL.....	17
3.5.3	INFORMACIÓN HIDROLOGICA.	19
3.5.4	CAUDALES MÁXIMOS.....	21
3.5.5	CAUDAL DE SEDIMENTOS.	23
3.6	ESTUDIO HIDRÁULICO EN EL SITIO DE IMPLANTACION DEL PUENTE PARÁMETROS HIDRÁULICOS - NIVELES DE CRECIDA.	24





3.6.1	PROTECCIONES EN LOS ESTRIBOS	25
3.7	Conclusiones.....	25
3.8	Recomendaciones	26
4.	GEOLOGIA Y GEOTECNIA.	27
4.1	OBJETIVOS	27
	Objetivos secundarios.....	27
4.2	Trabajos de Campo	27
4.3	RESULTADOS.....	28
4.4	Geología regional y Geomorfología.....	28
4.5	Geología local.....	30
4.6	Caracterización Sísmica del Sitio.....	32
4.7	Descripción del perfil de la línea sísmica LRS-01	33
4.8	Descripción del perfil de la línea sísmica LRS-02	35
4.9	Parámetros dinámicos y elásticos a partir de la Vp.....	36
4.10	Tipo de perfil de suelo	37
4.11	CONCLUSIONES	38
4.12	RECOMENDACIONES	39
5.	DISEÑO ESTRUCTURAL	41
5.1	NORMATIVAS Y GUÍAS DE DISEÑO	41
5.2	CONDICIONES DE RESISTENCIA Y SERVICIO.....	41
5.3	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	41
5.3.1	Concreto.....	42
5.3.2	Acero de refuerzo	42
5.4	EVALUACIÓN DE SOLICITACIONES	42
5.4.1	Acciones Permanentes.....	42





5.4.2	Acciones Variables	43
5.5	COMBINACIONES DE CARGA.....	44
5.6	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	45
5.6.1	Flexión Transversal.....	45
5.6.2	Flexión Longitudinal	46
6.	PROCESO CONSTRUCTIVO.	46
7.	CANTIDADES DE OBRA, PRESUPUESTO Y CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJO	47
7.1	PRESUPUESTO	48
7.2	CRONOGRAMA VALORADO DE EJECUCIÓN.....	50
8.	ESTUDIO SOCIOECONÓMICO.....	53
8.1	Proyección de población.	54
8.2	Población Demandante Actual y Futura.....	55
8.3	Población Demandante Efectiva	55
8.4	Evaluación Financiera.....	56
8.4.1	Operación y mantenimiento	57
8.4.2	Beneficios	58
8.4.2.1	Beneficio de Ahorro de Tiempo	58
8.5	Conclusiones.....	63
9.	BIBLIOGRAFÍA	63





1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

- La vía de principal acceso a El Porvenir del Carmen, desde sus inicios se ha mantenido como vía de tercer orden, donde los pobladores de estos sitios deben atravesar quebradas sin la presencia de infraestructura física que les permita hacerlo sin correr riesgo alguno.
- En la actualidad El Porvenir del Carmen ha venido siendo azotado por precipitaciones de alta intensidad, que han provocado que las quebradas por donde se circula a través de las vías registren picos en sus crecidas. Por lo tanto, esto ha presentado inconvenientes al momento de poder circular.
- El Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de El Porvenir del Carmen, con la finalidad de mejorar la conectividad de la Red Vial, en este tramo de vía, y para contar con vías de calidad para el desarrollo comercial, agrícola, ganadero y turístico, realizó la inspección al sitio de la quebrada Paredones, parroquia El Porvenir del Carmen del Cantón Palanda, ubicado en la vía Valladolid – El Porvenir del Carmen, con el fin de elaborar los estudios y diseños definitivos para la “Construcción del puente vehicular sobre la quebrada Paredones en la parroquia El Porvenir del Carmen, Cantón Palanda, Provincia de Zamora Chinchipe”.
- En este marco y atendiendo la solicitud presentada por el Ing. Bayro Reinoso Salinas, Presidente del GAD Parroquial, mediante MEMORANDO N55-P-GADPRPC-2024 de fecha 20 de marzo del 2024 solicita a la Ing. Aidé Alverca, **Tecnico de proyectos de la Institución**, que se proceda a ejecutar el estudio con todos sus componentes, con la finalidad de continuar con los trámites pertinentes encaminados a la construcción de este puente.
- El puente contribuirá a mejorar la comunicación garantizando el desarrollo de todos los sectores por donde atraviesa el mismo al disminuir los tiempos de viaje de pasajeros, turistas y en la transportación de los productos agrícolas, ganaderos, etc. de la zona; por lo tanto, se justifica la ejecución del presente estudio y que en lo posterior permitirá las autoridades del GAD Parroquial gestionar los recursos económicos para la construcción del mismo.





1.2 Acceso y Ubicación

El acceso a la zona de estudio se lo puede hacer desde la ciudad de Valladolid por la vía Valladolid – El Porvenir del Carmen, en un tiempo estimado de 45 minutos en vehículo. El puente en estudio permite conectar con los barrios El Porvenir del Carmen, Loyola, Loyola Alto, El Palmar, Santa Clara del Vergel, Cumandá, Panecillo, La Cruz, Numbala y las Parroquias de San Francisco del Vergel, La Canela.

Tabla 1. Ubicación del puente en estudio

PROVINCIA:	Zamora Chinchipe	
CANTÓN:	Palanda	
PARROQUIA:	El Porvenir del Carmen	
CARRETERA:	Valladolid – El Porvenir del Carmen	
TAMO:	Tapala – EL Porvenir del Carmen	
COORDENADAS UTM WGS 84		
E: 716962 m	Y: 9496636 m	Z: 1409 m.s.n.m.

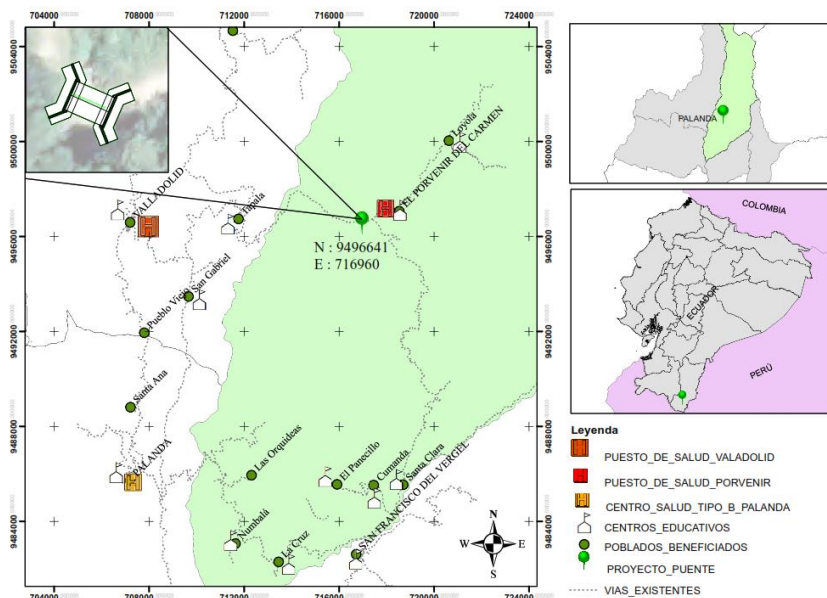


Imagen 1. Ubicación de la zona de estudio





1.3 Objetivos

- El objetivo principal de la presente memoria es exponer los parámetros y procedimientos empleados en el diseño estructural del puente sobre la quebrada paredones.
- Específicamente se llevara a cabo el diseño estructural de la infraestructura y super estructura del puente en base principalmente a la normativa AASHTO 2014 y NEC 15. Esto con el fin de la elaboración de los planos estructurales que permitan la construcción del mencionado puente.
- Para el diseño estructural de este proyecto se ha tomado como referencia los resultados de los estudios geotécnicos y geológicos, así como los estudios de hidrología-hidráulica y diseño vial.

2. DISEÑO GEOMÉTRICO

2.1 DISEÑO GEOMÉTRICO.

2.1.1 DESCRIPCIÓN TOPOGRÁFICA Y ESTADO ACTUAL DE LA VÍA.

Las características topográficas donde se implanta la vía de acceso, es del tipo montañoso; el puente se ubica a pocos kilómetros de El Porvenir del Carmen hacia Valladolid, donde no existe un área consolidada de construcciones antes y después de la ubicación del puente, permitiendo realizar cualquier variación al eje y ancho de la vía.

La vía actual tiene un ancho promedio de 4.00 m, la capa de rodadura está constituido por lastre compactado.



Imagen 2. Estado actual de la vía





2.1.2 ALTERNATIVA PROPUESTA.

El puente se implantará siguiendo el alineamiento horizontal de la vía actual, sin embargo se construirá con una longitud del puente a una luz de 8.00 m, conformados por dos estribos y muros de ala reforzados.

Fase de Construcción.

Durante la fase de construcción, se realizará la excavación en los dos lados de la quebrada Paredones con la finalidad de realizar la construcción del puente. Para ello se fabricará in situ 207 m³ de hormigón de fc:280 kg/cm², con el uso de 12 131.55 kg de acero de refuerzo. Los mismos que servirán para fabricar los estribos y tableros del puente. Finalmente se utilizará pintura de caucho.

El área de implantación es la siguiente:

Tabla 2. Área de implantación del puente

P	E	N	Z	OBSERVACION
P01	716960	9496641	1411	ZONA DE IMPLANTACION
P02	716958	9496634	1411	ZONA DE IMPLANTACION
P03	716969	9496629	1411	ZONA DE IMPLANTACION
P04	716972	9496636	1411	ZONA DE IMPLANTACION

El alineamiento horizontal donde se impla el puente está dos tramos de tangente y una curva horizontal derecha con una deflexión menor a un grado (0°40'16") lo que hace imperceptible la curva cuyo radio es de 5200 m.; el proyecto vertical sigue el nivel de la vía actual.

Fase de Mantenimiento

Para la fase de mantenimiento, se deberá realizar el cambio de pintura en el puente con la finalidad de evitar la corrosión en el acero de refuerzo. Además, se deberá quitar el moho que se cree en las vigas, tablero y estribos de puente con una frecuencia anual.

2.1.3 TRABAJOS DE CAMPO.

2.1.3.1 Levantamiento Topográfico del Polígono Base y Franja topográfica.

Se levantó la vía actual en una longitud de 200 m, con un ancho de 25 m hacia el lado del talud de la vía.

El Datum utilizado para todos los trabajos topográficos y el sistema de coordenadas es el WGS-84, ubicado en la zona 17 sur.





Imagen 3. Levantamiento topográfico

2.1.3.2 Nivelación y replanteo del eje.

Se realizó el replanteo y nivelación geométrica del eje. Con los datos de nivelación se procede a dibujar el perfil longitudinal del proyecto.

2.1.4 TRABAJO DE GABINETE.

2.1.4.1 Procesamiento de datos.

La información de campo obtenida en el levantamiento topográfico obtenidos mediante estación se preparó los datos con ayuda de Microsoft Excel para luego elaborar los planos correspondientes.

2.1.4.2 Dibujo de Planos Topográficos de Franja Topográfica y Polígono Base. Los planos topográficos de la vía actual y polígono base se dibujó la planimetría a escala 1:1000 y las curvas de nivel a cada metro; sobre los cuales se realizó el trazado del proyecto horizontal, el mismo que fue presentado a supervisión del para su aprobación mediante visitas al proyecto.

Proyecto horizontal a escala 1:1000, el proyecto vertical a escalas 1:1000 (la parte horizontal) y 1:100 (la parte vertical).

En el plano del proyecto horizontal constan los siguientes datos: longitud, punto de inicios y finalización del puente y la Referenciación respectiva.

Los planos del proyecto vertical constan los siguientes datos: pendientes longitudinales, longitud de curva vertical, abscisas, cotas tanto de terreno y proyecto, corte y rellenos.





2.1.5 DISEÑO DE PROYECTO HORIZONTAL Y VERTICAL.

2.1.5.1 Criterios y Normas de Diseño.

Las normas de diseño son un conjunto de instrucciones, reglas y guías que fijan límites a los valores y parámetros de diseño para optimizar el trazado técnico y económico de un proyecto vial.

Para el proyecto motivo del presente estudio, se lo realizó tomando en cuenta los parámetros establecidos en el Manual Normas de Diseño Geométrico de Carreteras MOP- 2003.

- Normas de Diseño Geométrico de Carreteras MTOP 2003
- Normas AASHTO
- MTOP 001 F2002. Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes.

Las normas de diseño establecen valores mínimos que deben ser cumplidos en función del tipo de terreno y clase de vía, a continuación, se escriben los más importantes: velocidad de diseño, velocidad de circulación, radios mínimos de curvaturas, gradientes longitudinales máximas y mínimas, peraltes, sobre anchos y estructura de pavimento.

Tipo de Vía. - Las características topográficas del terreno tienen gran incidencia al establecer el tipo de vía, este proyecto se desarrolla en gran parte en un terreno montañoso. Por otra parte, el término de referencia establece el tipo de vía que en este caso es agrícola forestal de acuerdo a la clasificación 2A.202.2.2 de la Norma y Diseño de Estudios Viales, con este criterio de diseño se ha realizado el proyecto.

Alineamiento Horizontal.- Es la proyección del eje del camino sobre un plano horizontal compuestas por tramos rectos llamadas tangentes y las curvas circulares o de transición (espirales) y tangentes.

Como se indicó anteriormente la topografía del terreno influye directamente en los alineamientos horizontales; en terrenos planos las tangentes pueden ser largas al igual que los radios de curvatura, en terrenos ondulados las tangentes y radios deben ser moderados y en los montañosos es conveniente evitar las tangentes largas y curvas de grandes radios por cuanto implica grandes movimientos de tierras.

Otros parámetros que son básicos en el diseño horizontal de una vía son: velocidad de diseño, radios de curvatura, longitud de transición, longitud tangencial y tangente intermedia mínima.





Velocidades de Diseño.- La velocidad de diseño se define como la velocidad máxima en condiciones de seguridad para el tránsito vehicular para tramos de carreteras más desfavorables, que debe mantenerse a lo largo de una sección de camino. La diferencia de velocidades entre dos tramos contiguos no debe ser mayor a 40 Km/h.

Además de la velocidad de diseño, es importante analizar la velocidad de circulación, que es la velocidad real del vehículo a lo largo de un tramo de carretera y que es igual a la distancia recorrida, dividida para el tiempo de circulación del vehículo. La velocidad de circulación disminuye conforme aumenta el volumen de tráfico debido a la interferencia creada entre los vehículos; por este motivo es importante considerarlo en el diseño.

Considerando la importancia de esta vía para el diseño se asume el valor absoluto de la velocidad es decir una velocidad de diseño de 40 Km/h para un tipo de vía tipo III en terreno montañoso.

Radio mínimo de Curvatura Horizontal.- El radio mínimo de la curvatura horizontal es el valor más bajo que posibilita la seguridad en el tránsito a una velocidad de diseñada en función del máximo peralte (e) adoptado y el coeficiente (f) de fricción lateral correspondiente; para este tipo de vía el radio mínimo es de 42.00 m; *en el presente caso el radio de la curva es de 5200 m. valor superior al mínimo requerido.*

Peralte.- El peralte es la inclinación transversal dada a la calzada en curvas horizontales con el objeto de dar comodidad y seguridad a los vehículos cuando transitan sobre ellas.

Cuando un vehículo recorre una trayectoria circular es empujado hacia afuera por efecto de la fuerza centrífuga "F". Esta fuerza es contrarrestada por las fuerzas componentes del peso (P) del vehículo, debido al peralte, y por la fuerza de fricción desarrollada entre llantas y la calzada.

El desarrollo del peralte en curvas espirales se lo realiza dentro de la espiral, para el caso de curvas circulares se ubica los 2/3 en tangente y 1/3 en dentro de la circular todo hacia el lado interno de la curva.

Para el proyecto hemos adoptado la fórmula para el cálculo del peralte $P = V^2 / 2.26R$, donde:

P= peralte en m/m.

V= Velocidad de Diseño. R=Radio de curvatura.

La fórmula antes indicada se basa en el criterio de absorber con el peralte la fuerza centrífuga debida a las 3/4 partes de la velocidad (o sea el 56% de la fuerza centrífuga total con el peralte y el 44% restante con la fricción).





En este proyecto la curvatura tiene un radio de 5200 m. valor muy superior al radio máximo de curvatura que es de 500 m. (Cuadro de Peraltes y sobreanchos, página 139 Normas de Diseño Geométrico MTOP 2003 para $V=40$ km/h, P máximo 10%, Pendiente de la vía 2.00%, ancho de vía 6.00 m); por lo tanto, esta curva le corresponde un valor de sección normal S/N.

Sobreancho. - Un vehículo en su desplazamiento por la vía, ocupa más espacio en las curvas, que en las rectas debido a la rigidez de los ejes. Por tal razón es necesario proveer un ancho adicional hacia el lado interior de las curvas horizontales, a fin de posibilitar el tránsito de los vehículos con seguridad y comodidad.

El valor del sobreancho está en función del radio de curvatura y de la velocidad de diseño cuyas razones se escriben a continuación:

El vehículo al describir la curva, ocupa un ancho mayor ya que generalmente las ruedas traseras recorren una trayectoria ubicada en el interior de la descrita por las ruedas delanteras, además el extremo lateral delantero, describe una trayectoria exterior a la del vehículo.

El desarrollo del sobreancho en curvas espirales se lo realiza dentro de la espiral, para el caso de curvas circulares se ubica los $2/3$ en tangente y $1/3$ en dentro de la circular todo hacia el lado interno de la curva.

El cálculo del valor del sobreancho se lo realiza siguiendo la recomendación AASHTO indicado en las páginas 70 y 71 de las Normas de Diseño Geométrico del MTOP 2003.

Como se explicó en el numeral anterior, el radio de la curva es muy superior al radio máximo de curvatura para la velocidad de diseño.

El radio máximo de curvatura representa la curvatura a partir de la cual la tendencia de un vehículo a salir de su propio carril es mínima y al mismo tiempo la visibilidad es suficientemente amplia; por lo tanto, no es necesario considerar el valor del sobreancho en esta curva, el valor es cero.

Alineamiento Vertical. - El diseño del proyecto vertical en vías es un conjunto de tramos rectos constituidos por las gradientes enlazadas por curvas verticales parabólicas.

El proyecto vertical se basa en la directriz del perfil del terreno natural, luego de un proceso de trazado geométrico se ajustan las gradientes y longitudes de curvas verticales; la longitud mínima de estas, tanto, para las cóncavas y convexas es función de la velocidad, distancia de visibilidad y valor de las gradientes.

El perfil vertical de una carretera es tan importante como el alineamiento horizontal y debe estar en relación directa con la velocidad de diseño, con las curvas horizontales y con las distancias de visibilidad. En ningún caso se debe sacrificar el perfil vertical para obtener buenos alineamientos horizontales.





Las gradientes a adoptarse dependen directamente de la topografía del terreno y deben tener valores bajos, en lo posible, a fin de permitir razonables velocidades de circulación y facilitar la operación de los vehículos.

La Gradiente y Longitud máxima para una vía tipo III en terreno montañoso es: 9.0 %; estas gradientes se pueden incrementar en 1.00 % en terreno ondulado y en montañoso hasta un 2.00 % en una longitud menor a 500 m.

Curvas verticales convexas. - La longitud mínima de las curvas verticales se determina en base a los requerimientos de la distancia de visibilidad para parada de un vehículo, considerando una altura del ojo del conductor de 1.15 metros y una altura del objeto que se divisa sobre la carretera igual a 0.15 metros. Esta longitud se expresa por la siguiente fórmula:

$$L = \frac{AS^2}{426}$$

Dónde:

L = longitud de la curva vertical convexa, expresada en metros.

A = diferencia algébrica de las gradientes, expresada en porcentaje.

S = distancia de visibilidad para la parada de un vehículo, expresada en metros. La longitud de una curva vertical convexa en su expresión más simple es: $L=KA$.

El valor mínimo asumido del valor del coeficiente K para curvas convexas es de 4.00 que corresponde a la velocidad de 40.00 Km/h que es la asumida para el proyecto.

La longitud mínima absoluta de las curvas verticales convexas, expresada en metros, se indica por la siguiente fórmula:

$$L_{min}=0.60V.$$

Dónde:

V es la velocidad de diseño, expresada en kilómetros por hora.

En el presente estudio los valores de K están sobre el valor absoluto incluso superan el valor recomendable.

Curvas verticales Cóncavas.- Por motivos de seguridad, es necesario que las curvas verticales cóncavas sean lo suficientemente largas, de modo que la longitud de los rayos de luz de los faros de un vehículo sea aproximadamente igual a la distancia de visibilidad necesaria para la parada de un vehículo.

La siguiente fórmula indica la relación entre la longitud de la curva, la diferencia algebraica de gradientes y la distancia de visibilidad de parada.





$$L = \frac{AS^2}{122+3.5S}$$

La fórmula anterior se basa en una altura de 60 centímetros para los faros del vehículo y un grado de divergencia hacia arriba de los rayos de luz con respecto al eje longitudinal del vehículo.

El valor mínimo asumido del valor del coeficiente K para curvas cóncavas es de 6.00 que corresponde a la velocidad de 40.00 Km/h que es la asumida para el proyecto; los valores de K en el presente estudio superan el valor recomendable.

Combinación de Alineamiento Horizontal y vertical. - Las combinaciones entre alineamiento horizontal y vertical aplicadas al proyecto son las que se encuentran descritas en el manual de Diseño del MTOP-2003 y se describen a continuación:

- Se debe evitar un alineamiento horizontal constituido por tangentes y curvas de grandes radios a cambio de gradientes largas y empinadas, así como también un alineamiento con curvas de radios pequeños y con gradientes casi planas. Un buen diseño se consigue conciliando los dos criterios para lograr seguridad, capacidad, facilidad y uniformidad de operación de los vehículos.
- No deben introducirse curvas horizontales agudas en o cerca de la cima de curvas verticales convexas pronunciadas. Esto se puede evitar haciendo que la curva horizontal sea más larga que la curva vertical.
- Se deben evitar curvas horizontales agudas en o en las inmediaciones del punto más bajo de las curvas verticales cóncavas que sean pronunciadas.
- En carreteras de dos carriles, la necesidad de dotarlas de tramos para rebasamiento de vehículos a intervalos frecuentes, prevalece sobre la conveniencia de la composición de los alineamientos horizontal y vertical.
- Es necesaria la provisión de curvas de grandes radios y gradientes suaves, a la medida que sea factible en la vecindad de las intersecciones de carreteras.
- En el diseño de autopistas rurales deben estudiarse las ventajas de la localización de las dos calzadas de una sola vía en forma independiente, haciendo variar el ancho de la isla central para adaptar las calzadas al terreno en la manera más eficaz.
- Es muy importante que la coordinación entre el alineamiento horizontal y el perfil vertical se efectúe durante el diseño preliminar, ajustado el uno o el otro hasta obtener el resultado más conveniente en base a un análisis gráfico de los varios elementos que influyen en un diseño equilibrado.





2.1.6 SECCION TIPICA

La sección transversal de la vía se la fija en función de la jerarquía de la vía, del volumen, composición del tráfico y nivel de servicio a la hora de diseño del año horizonte.

La sección transversal se puede dividir en elementos internos de la vía tales como la superficie del pavimento, los carriles de circulación, los espaldones, los bordillos y cunetas; y en externos como los taludes, las zanjas, los parterres, las zonas de protección libres de obstrucciones y las barreras de seguridad.

Para establecer la sección tipo *NOS ACOPLAMOS A LA VIA EXISTENTE* con pequeñas modificaciones por las siguientes razones:

- Se amplía y modifica el eje de la vía antes y después del puente con la finalidad de cumplir los criterios antes descritos.
- El ancho actual de la vía es de 4.00 m.

Se plantea la siguiente sección típica considerando el ancho actual con pequeñas variaciones:

- Implementar espaldones de 0.60 m a cada lado.
- Implementar una cuneta longitudinal de 0.90 a cada lado.

Por lo tanto, la sección definitiva quedaría de la siguiente manera como se observa en la figura 3.

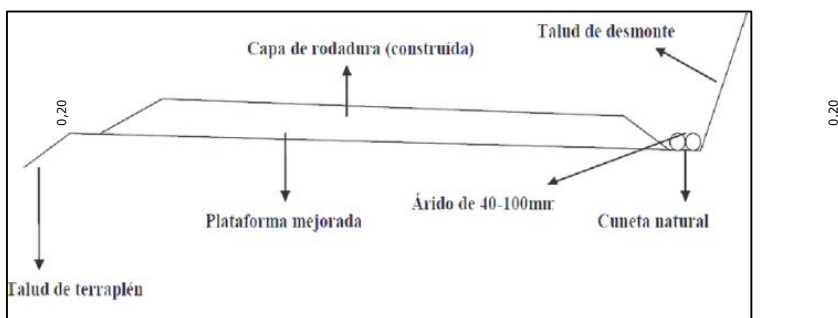


Imagen 4. Sección típica camino de acceso.





2.1.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se recomienda una luz mínima de 8.00 m de longitud del puente.
- Los niveles del proyecto vertical permiten cumplir con las alturas requeridas sobre el NMC para la construcción de puentes de acuerdo a las normas de MTOP.
- Las condiciones topográficas y la vía existente ubican al puente en un tramo de tangente, el acceso hacia la salida de El Porvenir del Carmen se enlaza con una curva horizontal con una deflexión menor a un grado (deflexión=0°40'16'') y 5200 m de radio; estos valores permiten cumplir con todos los parámetros requeridos para un alineamiento horizontal.
- Los proyectos verticales cumplen con los valores mínimos de K tanto para curvas cóncavas y convexas.
- Se aprovecha al máximo la vía actual tanto en el proyecto horizontal y vertical.





3. HIDROLOGIA E HIDRAULICA.

3.1 GENERALIDADES

La determinación de la máxima crecida para una determinada frecuencia se basa en la consideración racional de las probabilidades de ocurrencia simultánea de diferentes elementos o condiciones que contribuyen a la formación de la misma. Uno de los aspectos más importantes es la cuantificación del escurrimiento que puede resultar de la ocurrencia de una tormenta de magnitud, basada en factores meteorológicos, que se torna imprescindible en zonas donde no existen registros de aforos y los análisis que se efectúen deben constituirse en bases seguras para estimar las crecidas probables de diseño.

3.2 NORMAS Y ESPECIFICACIONES

La normatividad considerada para el estudio de hidrología e hidráulica del puente sobre el río Malacatos en Malacatos es las "NORMAS DE DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS - 2003", obviamente dentro de las posibilidades que el grado de información hidrológica que pueda obtenerse y del tipo de metodologías que con esa información pueda aplicarse.

Así mismo en función de las especificaciones y detalles que se observan en estas normas se utilizarán las herramientas tecnológicas que se ajusten al tipo de cauce y el puente propuesto, a fin de conseguir con el mayor detalle y precisión obtener la crecida máxima para el período de retorno definido y las condiciones hidráulicas que al paso de este caudal podrían presentarse en el sitio del puente, las posibles afectaciones y soluciones que garanticen un puente técnicamente seguro y viable económicamente.

3.3 OBJETIVOS DEL ESTUDIO.

Determinar el caudal máximo de crecida que escurriría por el río la quebrada Paredones en el sitio donde se implanta el puente considerando el período de retorno definido y que en este caso es de 100 años, tal como lo prescriben las normas ya mencionadas.

Calcular el perfil hidráulico en un tramo del cauce, cuando transitaré el caudal máximo de crecida.

Definir los parámetros hidráulicos de velocidades y profundidad del flujo en el tramo especificado.

Establecer los niveles de socavación general y local, así como los niveles de cimentación y elevación del puente a diseñarse sobre el río Malacatos.





3.4 METODOLOGÍA: CÁLCULO Y DISEÑO

Tratándose de que conceptualmente un puente es un lugar de cruce entre la vía y un cauce de agua, en un sitio determinado o concentrado, es natural que la preocupación en esencia la estabilidad del lugar, la capacidad hidráulica y la erosión fluvial, es decir aspectos hidráulicos que son fundamentales en el estudio de puentes, que mundialmente han sido la causa de las fallas de este tipo de estructuras.

Naturalmente que el conocimiento de la estructura, la concepción del puente, el emplazamiento del mismo, las cargas, los materiales y el posible proceso constructivo influirán en el análisis hidráulico correspondiente.

La metodología a seguirse para este estudio será la siguiente:

-
- Estudio hidrológico, cuyos detalles se explicarán más adelante, mediante el cual se seleccionará el caudal de máxima crecida, para el período de retorno seleccionado.
- Obtención y análisis de la información topográfica del cauce en el sitio de implantación del puente.
- Estudio hidráulico, que permitirá determinar las características hidráulicas del cauce en el lugar de emplazamiento del puente y las posibilidades de alteración del cauce, en función de sus características morfológicas.

3.5 ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA PAREDONES

3.5.1 Ubicación y características físicas de la cuenca

La cuenca hidrográfica de la quebrada Paredones se encuentra, hasta la cota 1435 msnm se encuentra ubicada en el cantón Palanda sector sur occidental, aproximadamente a 45 km de la ciudad de Palanda y las coordenadas rectangulares que la encierran son aproximadamente los siguientes Tabla 3

Tabla 3. Límites de la cuenca

UBICACION	COORDENADAS	
	LATITUD - N	LONGITUD - E
NORTE	9496629	716962
SUR	9494495	715949
ESTE	9494894	715960
OESTE	9496093	717229





La distribución temporal y espacial del flujo en un río es función no solo de la distribución de las variables meteorológicas involucradas en el proceso, sino además de las características físicas, topográficas, geológicas de la cuenca drenada por varios cauces que representan la red de drenaje y que descargan en un sitio de interés, que, en el presente caso, es el punto donde se construirá el puente sobre la quebrada Paredones, en la cota 1412 msnm.

Para la obtención de los parámetros físicos de la cuenca se utilizó el Sistema de Información Geográfica con fuente en el IGM y el SIG TIERRAS, transformando esta información en un Modelo Digital del Terreno en formato RASTER, permitiendo definir los índices que caracterizan los procesos hidrológicos dentro de las cuencas vertientes.

La cuenca hidrográfica de la quebrada Paredones, se define a partir de la localización del puente a construirse ubicado en las coordenadas definidas en la Tabla 1, y está conformada por la línea de cumbreras de todo el territorio que drena hacia los cauces y éstos hacia el punto de interés.

Imagen 5. Microcuenca Quebrada Paredones

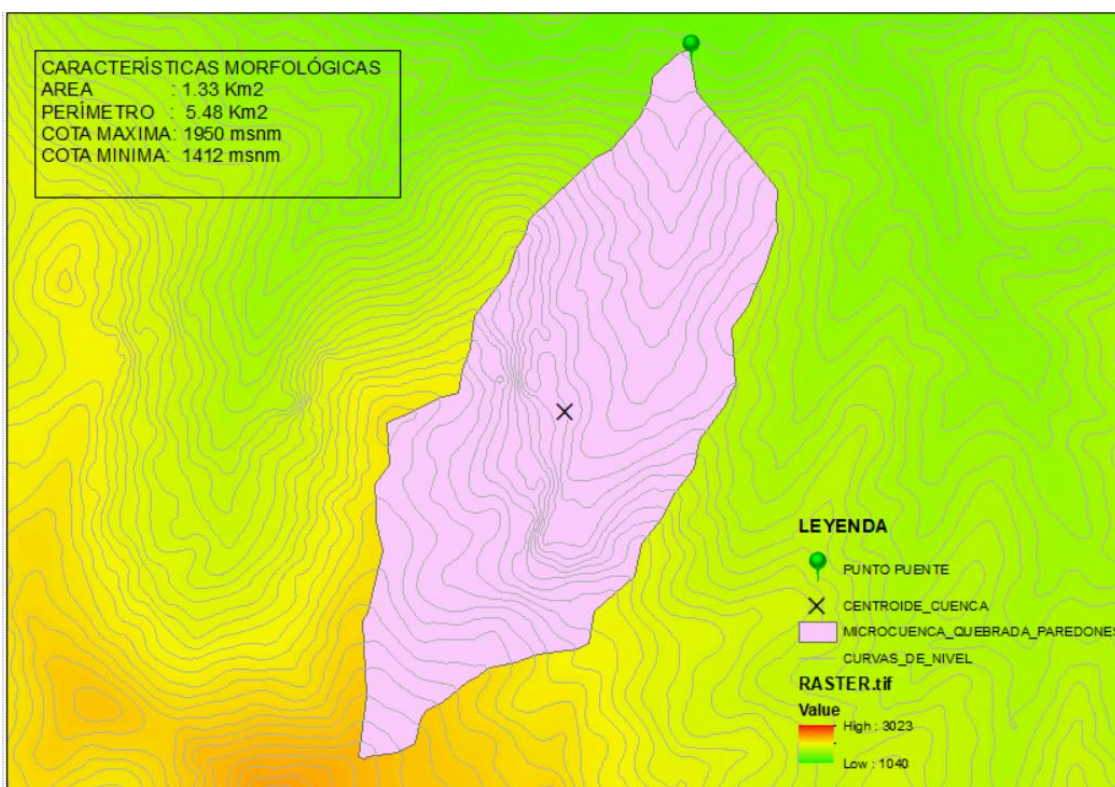




Tabla 4. Características morfológicas de la cuenca

DESCRIPCION	Valor
Área (km ²)	1.33
Perímetro (km)	5.48
Long. Drenaje Principal (km)	19.29
Índice de Compacidad	1.61
Pendiente Media de la cuenca (%)	41.22
Pendiente media del cauce principal	7.17 %
Cota máxima (msnm)	1950
Cota mínima (msnm)	1412
Tiempo de Concentración (Horas)	0.26
Lc distancia del desagüe al punto en el curso más cercano al centro de gravedad de la cuenca. (km)	1.249

Forma de la cuenca: El hidrograma de escorrentía y el flujo máximo de un cauce se relaciona con la forma de la cuenca y al no haber posibilidad de conocer realmente la afectación, se han definido factores adimensionales conocidos como el índice de compacidad o de Gravelius y el índice de la forma o factor de forma. El índice de compacidad relaciona el perímetro de la cuenca, con la longitud de la circunferencia de un círculo, está dado por la ecuación

$$Kc = 0.2821P/A^{1/2}$$

Donde, P es el perímetro de la cuenca en Km., y A es el área de drenaje de la misma en Km². en tanto que el Factor de forma se determina con la ecuación

$$Kf = A/L^2$$

Donde A es el área de la cuenca y L , la longitud de la misma medida desde la salida hasta el límite de la cuenca, cerca de la cabecera del cauce más largo.

Los valores obtenidos de 1,34 para el índice de compacidad, es decir cercano a la unidad y de 0,69 para el factor de forma nos indican que el tiempo de concentración sea relativamente bajo y consecuentemente la tendencia a generar crecidas importantes, a pesar de que la superficie de la cuenca no sea de extrema magnitud.

Pendiente media de la cuenca: Este parámetro controla en buena medida la velocidad con la que se produce la escorrentía superficial (sobre el terreno) y afecta en gran medida el tiempo de entrega de la precipitación a los cauces. El valor de la pendiente, en este caso ha sido determinado directamente del MDT (Mapa Digital del Terreno), y su valor está en 46.7 %, lo que indica un terreno bastante empinado y





de fácil entrega de la escorrentía superficial a los cauces y que para el caso de fuertes precipitaciones, éstas se convierten fácilmente en fuertes crecientes, pero que en este caso, la irregularidad de su forma y la cobertura vegetal que tiene la cuenca, las crecidas que se generen si bien son altas, no llegan a niveles extremos.

Pendiente media del cauce principal: Este parámetro es importante por cuanto la velocidad de escurrimiento a lo largo del cauce es una función directa de la pendiente en cualquier tramo. Usando la herramienta SIG, se determina que la pendiente ponderada longitudinal a lo largo de la quebrada 7.17 %.

3.5.2 TIPO DE SUELOS Y COBERTURA VEGETAL

Uso del suelo: La cuenca de drenaje está ubicada en la parte alta de la cuenca del río San Luis, con una cobertura vegetal muy variable en función de su altitud y sus características climáticas. Es notoria la presencia de cultivos de frutales, ciclo corto, pastos y la mayor parte especialmente la zona oriental de la cuenca con cobertura vegetal boscosa de carácter originario como plantado y que es parte del parque nacional Podocarpus, conocido como un parque protegido.

Tipos de suelo:

El área de estudio cuenta con las siguientes clasificaciones de suelos en función de sus características originales, así como de los cultivos y tipo de vegetación reinante.

La Tabla 5, enfoca un resumen de los tipos de suelos encontrados en la zona de estudio;

Tabla 5. Tipo de suelos de la cuenca (ha)

USO DEL SUELO O COBERTURA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	AREA EN Ha DE ACUERDO AL TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
Bosque Nativo	Buena				33.83
Mosaico agropecuario	Buena				1.26
Pastizal	Buena				0.82
Vegetación Arbustiva	Buena				10.21

NOTA: La información tomada es considerada secundaria y proviene de la documentación digital publicada por el Ministerio de Agricultura Ganadería y Pesca (MAGAP), en su Sistema Nacional de Información (SNI)





Imagen 6. Uso de Suelo

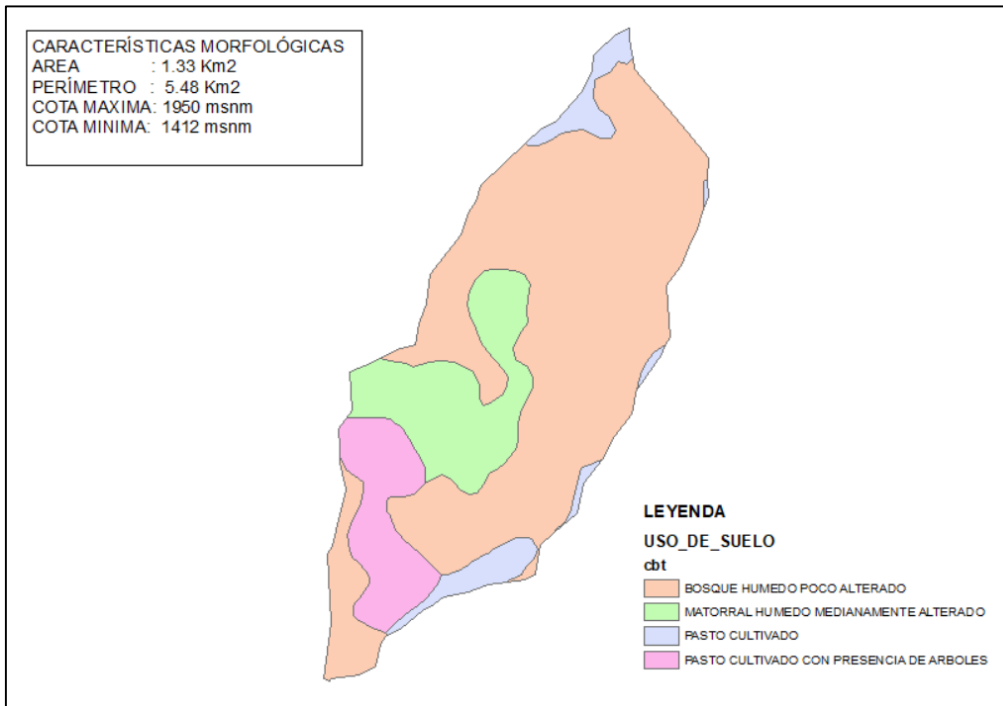
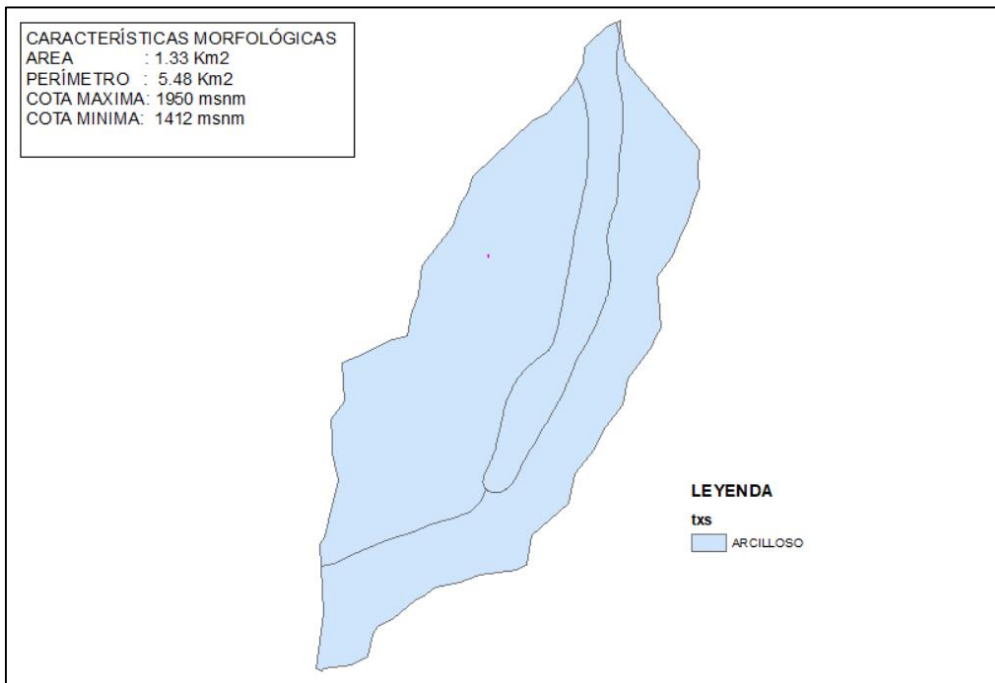


Imagen 7. Tipo de Suelo



Los suelos tienen las siguientes características de acuerdo al grupo hidrológico de suelo del SCS





TIPO A: (Escurrimiento mínimo, muy permeable). Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias, y mezcla de ambas.

TIPO B: (Permeable) Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo

TIPO C: (Semi-impermeable) Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.

TIPO D: (Escurrimiento máximo, impermeable). Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

3.5.3 INFORMACIÓN HIDROLOGICA.

En la cuenca existe alguna información hidrométrica dispersa, corta y poco confiable, de tal forma que para el estudio de las crecidas, se optó por la utilización y aplicación de metodologías utilizadas en cuencas sin registro, considerando como parámetro fundamental las lluvias máximas en 24 horas, establecidas en la "NORMA PARA ESTUDIOS Y DISEÑO VIAL VOLUMEN N°2 – LIBRO B", datos que permitieron generar isoyetas de máximas en 24 horas y consecuentemente la precipitación máxima en 24 horas para el período de retorno de 50 años, con este valor definir la Intensidad diaria de la cuenca y con la ecuación de intensidad correspondiente a la zona de estudio, calcular la intensidad de lluvia válida para la cuenca y el período de retorno establecido y que se ajusta a los requerimientos de las normas del MTOP. La Tabla 6 corresponde a la ecuación correspondiente de zonificación de intensidades establecidas en la norma de acuerdo a la siguiente imagen.



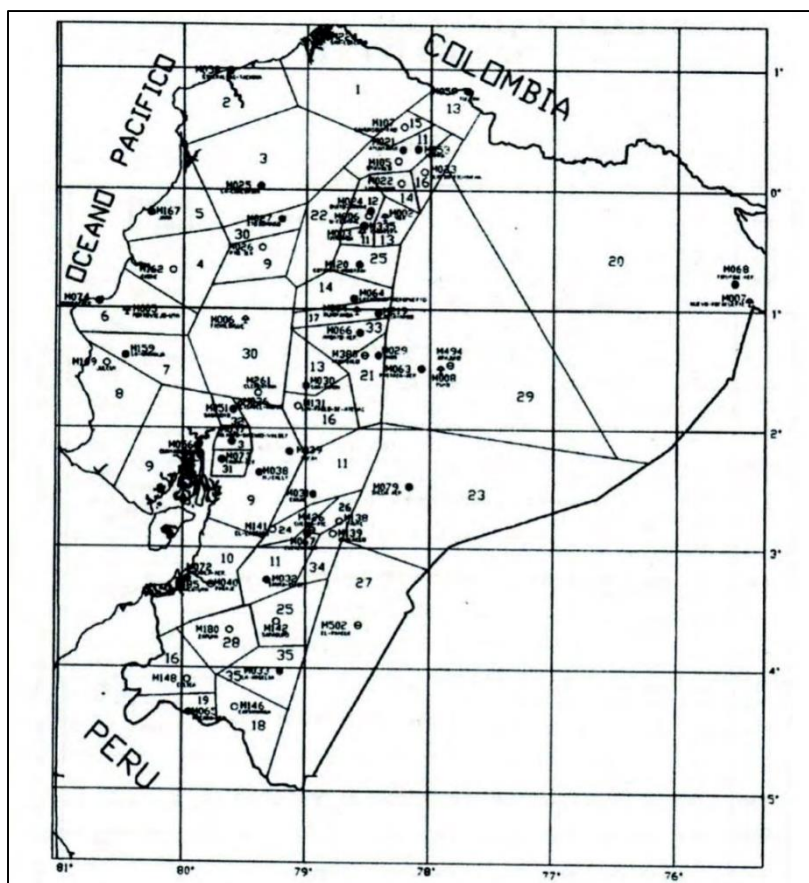


Imagen 8. Zonificación de Intensidades

Tabla 6. zonificación de intensidades para zonas de 19 a 35

ZONA	DURACIÓN	ECUACIÓN
27	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 539 t^{-0.8634} id_{TR}$

El período de registro lamentablemente es variable en función del mantenimiento y conservación que la institución rectora el INAMHI ha dado a estas estaciones. La estadística registrada y utilizada para este estudio se refiere a la lluvia máximas en 24 horas, encontrándose algunos vacíos, donde por diferentes motivos no se ha registrado este parámetro tan importante para estudiar las intensidades. En función de el periodo de retorno y de acuerdo a la norma NEVI están de acuerdo a la Imagen 9.

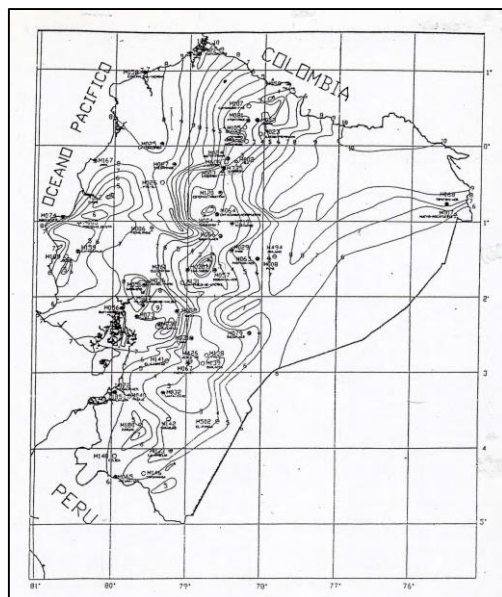


Imagen 9. Isolineas de intensidad Id. para Tr=100 años

3.5.4 CAUDALES MÁXIMOS

El cálculo de los caudales máximos en el sitio de implantación del puente sobre la quebrada Paredones, es función del período de retorno asumido, el mismo que significa la probabilidad de ocurrencia asociada a este caudal.

Se ha realizado el cálculo utilizando metodologías ajustadas a zonas sin información detallada en cuanto a hidrometría, es decir métodos basados en datos pluviométricos, que relacionan la precipitación con las características de regulación natural de las cuencas para convertir ésta en caudales.

Se considera que el período de retorno de la tormenta de diseño, es el mismo que el del caudal que se calcula, por lo tanto, en función del dato disponible de la precipitación máxima en 24 horas, con la extensión prevista en la Tabla 6 permitió el cálculo de la lluvia máxima en 24 horas para las diferentes estaciones y con estos valores ubicados geográficamente elaborar el mapa de Isoyetas máximas en 24 horas para el período de retorno de 100 años.

Con el mapa elaborado bajo un profundo análisis de distribución de la lluvia se calculó la precipitación media máxima en 24 horas y luego la intensidad diaria, valor que ingresa como un dato esencial en la ecuación de intensidad máxima generada para la cuenca de la quebrada Paredones por el Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología INAMHI.

La intensidad de la lluvia de diseño, corresponde a la intensidad media máxima calculada para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, calculada con la ecuación:





$ITR = 539 \times t - 0.8634 \times IdTR$, válida para duración de lluvia entre $44.17 < 1440$ minutos, donde:

TR = Intensidad de lluvia para el período de retorno, en este caso TR = 100 años

Donde:

t = Tiempo de duración de la lluvia, que se considera igual al tiempo de concentración de la cuenca. 15.5 minutos.

IdTR = Intensidad diaria, que es igual a la media máxima en 24 horas determinada con el mapa de isoyetas, dividida para 24.

La ecuación de intensidad explicada corresponde a la zona 17 definida en el documento del INAMHI ya mencionado.

Obtenido el parámetro de la intensidad de lluvia para el período de retorno de 100 años, se procede luego al cálculo del caudal máximo, utilizando métodos que tienen como sustento el concepto de hidrogramas unitarios e hidrogramas unitarios sintéticos, los mismos que consideran al escurrimiento de una cuenca como el producto del ciclo hidrológico, el cual está influido por dos factores importantes como son el climatológico que considera los efectos de la lluvia y el fisiográficos con las características geométricas y físicas de la cuenca y del cauce.

En cuencas medianas como es el caso, en las que el tiempo de concentración presenta valores apreciables 135 minutos, los caudales máximos se producen cuando las condiciones de la lluvia se han generalizado en toda o casi toda la cuenca y un gran porcentaje de la precipitación se pierde a través del proceso de intercepción, evaporación e infiltración.

La parte restante que es la que escurre se conoce como lluvia en exceso y es la que produce los caudales máximos. Evidentemente que el tiempo de duración de la lluvia relativamente alto disminuye o atenúa el hietograma de diseño y también el caudal máximo se ve amortiguado sustancialmente.

Los métodos utilizados son: V.T. CHOW, el Hidrograma Unitario Sintético de Snyder y el hidrograma triangular del Soil Conservation Service SCS, Metodo racional cuyas metodologías se incluyen en la Tabla 7

Tabla 7. Caudal máximo en m^3/s

PERÍODO DE RETORNO			
	V.T. CHOW	RACIONAL	TRIANGULAR SCS
100 AÑOS	32.8	36.1	33.8





Se ha tomado la decisión de adoptar como caudal de diseño el promedio de los 2 valores más altos, es decir $36.1 \text{ m}^3/\text{s}$, valor que asegura la definición de los niveles máximos y la socavación que este caudal produciría en el sector del puente.

3.5.5 CAUDAL DE SEDIMENTOS.

El cálculo de la capacidad de una corriente para el transporte de sedimentos de fondo requiere información sobre las características hidráulicas, geomorfológicas y granulométricas del cauce. Sin embargo, para cauces con pendiente fuerte y para caudales que superen ampliamente el umbral del movimiento de las partículas se dan una serie de circunstancias que permiten calcular el caudal sólido de acarreo a partir de ecuaciones muy simples, que involucran únicamente caudal líquido y pendiente longitudinal.

Para calcular el caudal de sedimentos se presenta la siguiente fórmula.

$$Q_s = k S^m Q$$

Q_s : Caudal de sedimentos

Q : Caudal de máxima Crecida

Donde $k S^m$ se puede expresar de forma adimensional de la siguiente manera:

$$C = k S^m$$

Donde C es la concentración de sedimentos por unidad de caudal líquido y se lo puede calcular con la siguiente fórmula establecida por Mizuyana y Shimohigashi, quedando definida de la siguiente manera:

$$C = 7.35 S^2$$

Donde

$$C = 7.35 (0.433)^2$$

$$C = 1038$$

$$Q_s = k S^m Q$$

$$Q_s = 1038.28(36.1)$$

$$Q_s = 49.74 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente se puede establecer que el caudal total es:

$$Q_T = Q + Q_s$$

$$Q_s = 36.10 + 49.74 = 85.84 \text{ m}^3/\text{s}$$





3.6 ESTUDIO HIDRÁULICO EN EL SITIO DE IMPLANTACION DEL PUENTE

PARÁMETROS HIDRÁULICOS - NIVELES DE CRECIDA.

Con el caudal de 85.84 m³/s, crecida para el período de retorno de 100 años, aplicando el software HEC RAS; se ha simulado el tránsito del caudal máximo en el sector donde se implanta el puente, simulación que permite obtener en diferentes secciones todos los parámetros geométrico e hidráulicos en el sector, es decir intervalos aguas arriba y abajo del eje del puente, así tenemos niveles de crecida, de energía, velocidad y tipo de flujo, áreas hidráulicas, espejo de agua, que genera el perfil hidráulico y el área de inundación, en el sector de estudio. La rugosidad “n” del cauce se obtuvo del texto Roughness Characteristics of Natural Channnels, en el cual se cuenta con una serie de cauces naturales estudiados con sus fotografías.

Los valores de coeficiente de rugosidad son 0.030 para el cauce principal y se ha considerado entre 0.04 y 0.045 para las llanuras de inundación, este aumento en la rugosidad se debe a la presencia de vegetación y obstáculos de tamaño mayor a los presentes en el cauce.

MODELACIÓN DEL PUENTE DE 8 METROS

El puente contempla una sección hidráulica de 8 m con una sección hidráulica que permite el libre tránsito del caudal de máxima crecida para 100 años.

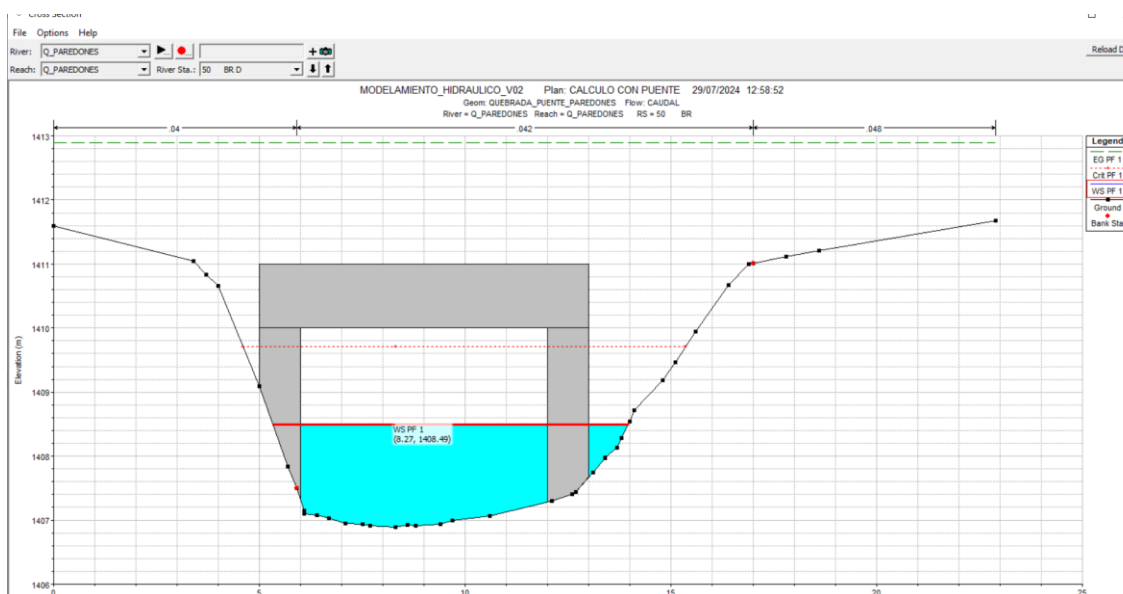


Imagen 10. Alternativa 1 Puente



3.6.1 PROTECCIONES EN LOS ESTRIBOS

Debido a la presencia de roca en la zona de implantación, la socavación tiende a ser inapreciable. Por lo que luego de construir los estribos se propone la inclusión de un enrocado o escollera con una forma hidrodinámica que rodee cada uno de los estribos y permita un flujo eficiente a través del puente, con la finalidad de prevenir futuras erosiones a los estribos del puente.

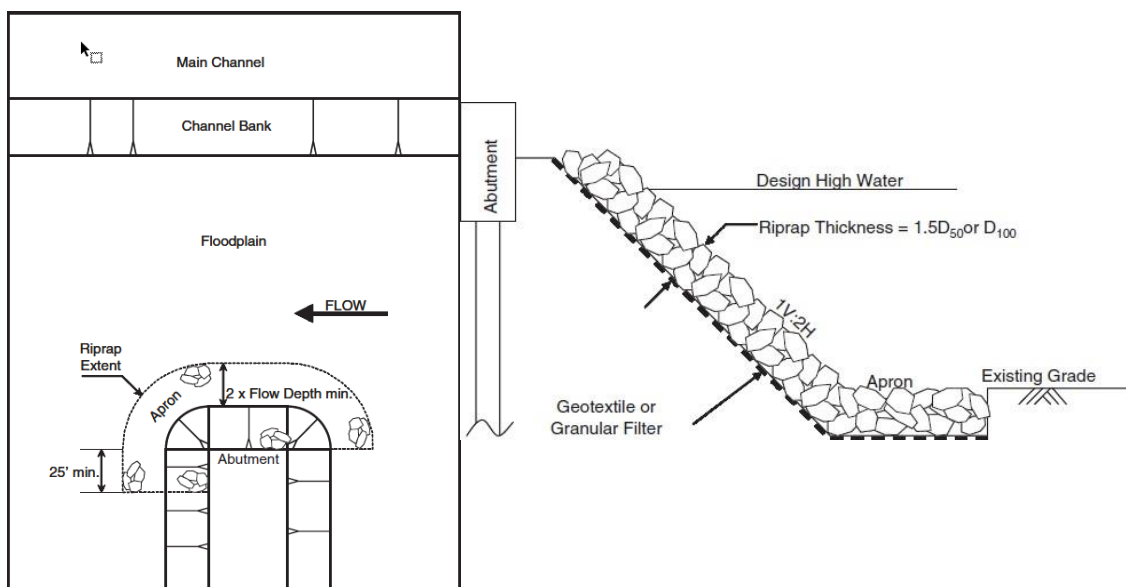


Imagen 11. Geometría Para Diseño De Enrocados En Estribos

3.7 Conclusiones

Al analizar la alternativa propuesta se observa que la más favorable que permita una seguridad integral a la estabilidad de los estribos, además que mantendrá la cota actual de la rasante de la vía y permitirá un flujo continuo a lo largo del cauce, pues tendrá similar o cercano ancho a secciones aguas arriba y abajo del puente propuesto, que tiene como características lo siguiente:

La socavación general en los estribos es nula.

La cota de máxima crecida es de 1408.49 msnm

El galibo es de 2 metros contados desde la parte inferior de las vigas

Se plantea un enrocado, y la presencia de muros ala no será necesaria, tantas aguas arriba y abajo del puente propuesto. El diámetro recomendado d50 será igual a 0.40m.





3.8 Recomendaciones

Al momento con la finalidad que los carros puedan transitar la quebrada ha sido tendido a lo largo del eje de la vía, además han rellenado su perfil vertical. Por lo tanto, se recomienda volver a excavar el eje de la vía para darle la altura necesaria para que pueda pasar el caudal calculado por debajo de la luz del puente.

Se recomienda realizar una limpieza del cauce principal y reacomodo de las márgenes aguas debajo del puente el cual permitirá estabilidad y continuidad al flujo en eventuales crecidas máximas.

El enrocado se ajustará longitudinalmente a la pendiente natural del cauce de la quebrada Paredones, además las rocas a usarse en la construcción deben tener una gravedad específica no menor a 2.65ton/m³, mismas que tendrán bordes angulosos, evitando rocas redondeadas o con formas planas.





4. GEOLOGIA Y GEOTECNIA.

4.1 OBJETIVOS

Conocer las condiciones físicas y características geo-mecánicas del subsuelo con base a la medición de la velocidad de onda compresional (Vp).

Objetivos secundarios

- Obtener la velocidad de onda compresional (Vp) mediante la ejecución de dos (02) líneas de refracción sísmica.
- Definir cambios litológicos y espesores de los estratos.
- A partir de la obtención de valores de onda Vp determinar las propiedades geotécnicas de los materiales identificados por medio de su relación con la literatura técnica

4.2 Trabajos de Campo

- En el presente estudio se realizó geofísica mediante las técnicas de sísmica de refracción para medición de onda Vp.
- El trabajo de prospección sísmica en el campo consistió en la ejecución de dos perfiles de 36.0 m, para la recepción de las Velocidades de Onda P.
- Las coordenadas de ubicación para cada uno de los ensayos realizados se detallan en la Tabla 8 y en la **iError! No se encuentra el origen de la referencia.** se observa su ubicación gráfica en la Imagen 12.

Tabla 8. Coordenadas de ubicación de líneas sísmicas realizadas

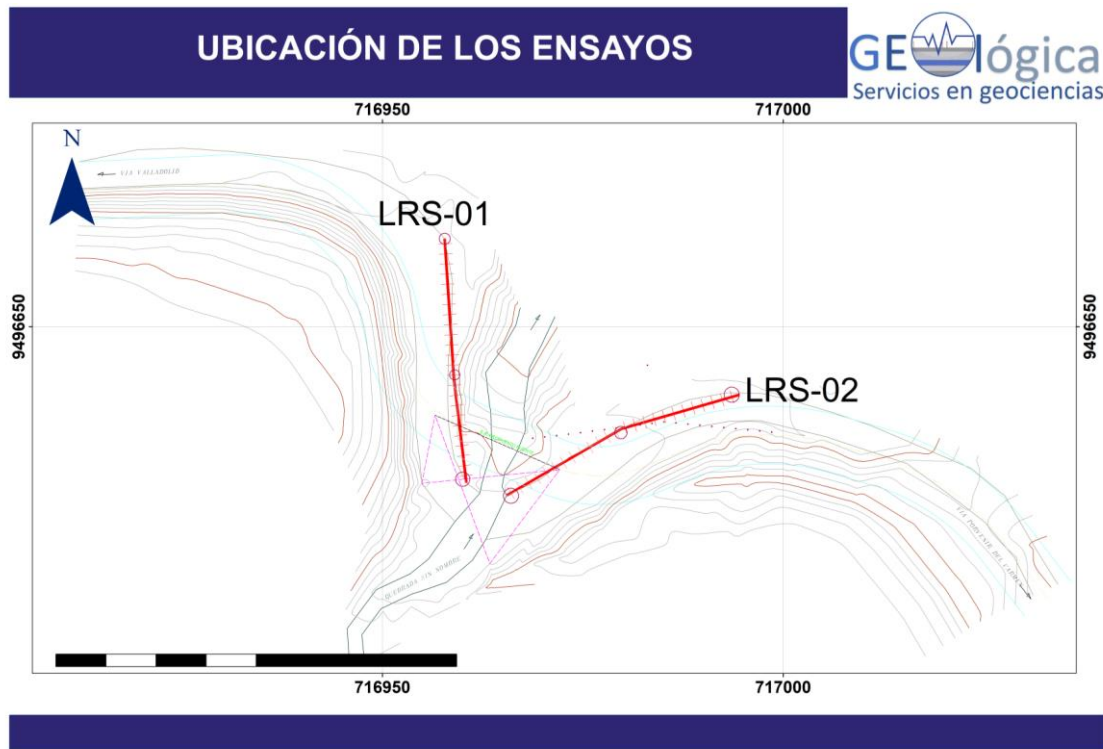
Ensayo	Geófono	Coordenadas WGS84 17S		Distancia entre geófonos	Número de receptores
		Este (m)	Norte (m)	m	u
LRS-01	1	716960	9496631	1.50	24
MI	24	716958	9496661		
LRS-02	1	716966	9496629	1.50	
MD	24	716994	9496642		

Fuente: Consultor, 2024.





Imagen 12. Ubicación de los ensayos geofísicos realizados. Consultor, 2024.



4.3 RESULTADOS.

Para asignar los posibles materiales característicos en la zona estudiada se debe tener referencia sobre la geología y geomorfología presente.

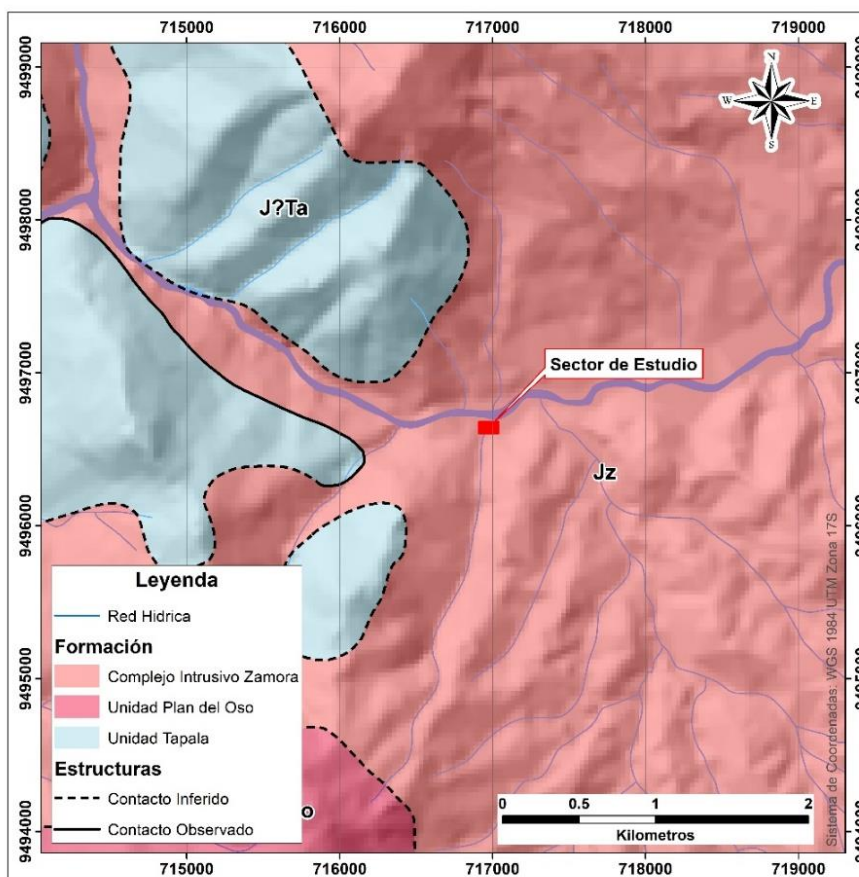
4.4 Geología regional y Geomorfología

De acuerdo a la hoja geológica escala 1:100000, elaborada por INIGEMM en el año 2017; el sector se ubica dentro del Complejo Intrusivo de Zamora (JZ), que está constituido por granodioritas, granitos, micridioritas, cuarzodioritas y cuarzo monzonitas con biotita y moscovita. Al SE está levantando rocas metamórficas de la Unidad Plan Oso. Cercano a la zona estudiada se ubican materiales asociados a sedimentos marinos como calizas, mármol gris, volcanosedimentos gris oscuro y ocasionalmente areniscas verdosas que está mapeados como materiales de la Unidad Tapala.





Imagen 13. Geología regional del área de Estudio. Modificado de INIGEMM, 2017.



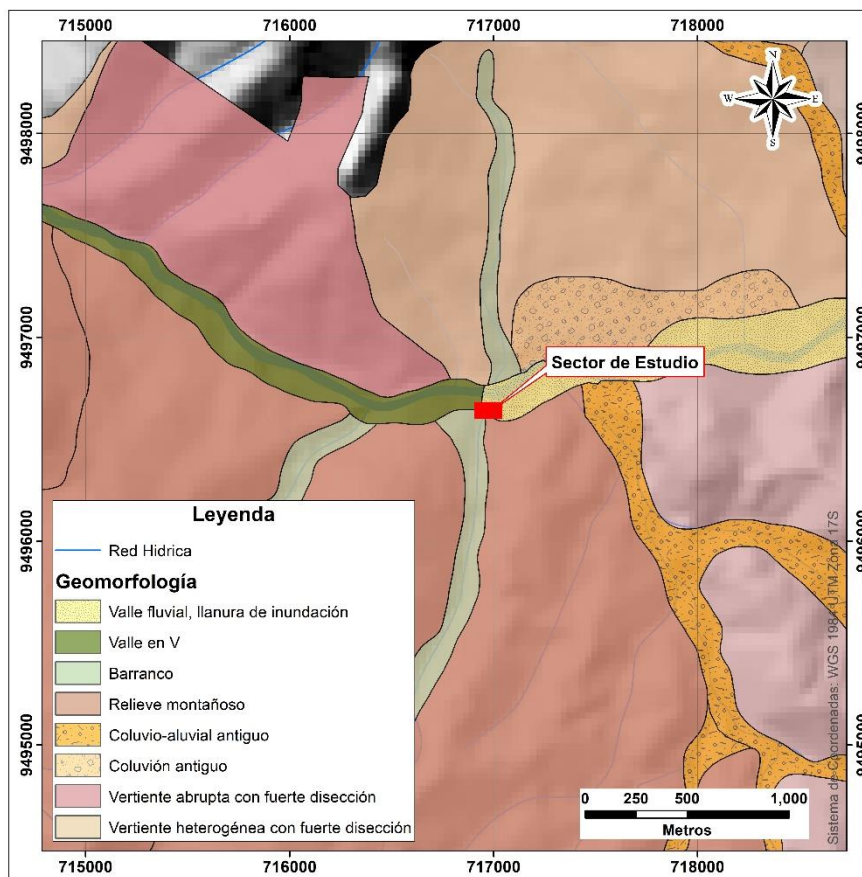
Su geomorfología es abrupta, asociada a un dominio fisiográfico de las vertientes externas de la cordillera real, en un contexto morfológico asociado a vertientes homogéneas modeladas en los materiales de la zona.

Hacia el norte está limitada por las zonas escarpadas de génesis fluvial (>100-150% de pendiente), originadas por la erosión del Río San Luis. Puntualmente se ubica sobre una geoforma denominada Barranco, debido a su ubicación en la Q. Sin Nombre, y que posee una forma de valle en V con pendientes fuertes (>40-70%). Colindante hacia sus flancos este-oeste está limitada por geoformas de Relieves Montañosos, que se han originado por procesos de tectónica y erosión, formando cimas redondeadas y drenaje sub dendrítico.





Imagen 14. Geomorfología de la zona de estudio .Modificado de SigTierras, 2014.



4.5 Geología local

Particularmente la zona se ubica sobre depósitos coluvio-aluvial producto del arrastre y meteorización de las rocas provenientes del intrusivo Zamora y de la Unidad Tapala de las zonas altas. Tanto en el margen izquierdo como derecho se aprecia una capa muy delgada de capa de rodadura seguido de roca intrusiva altamente fractura y meteorizada asociada a un comportamiento granular arcilloso.





Imagen 15. Depósitos Coluvio-Aluviales. Consultor, 2024.



Imagen 16. Material de arrastre aluvial. Consultor, 2024.

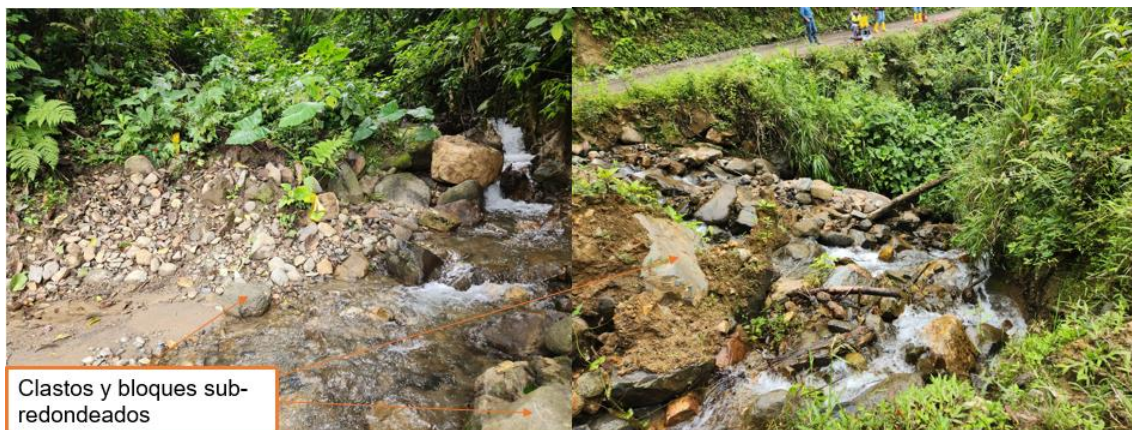


Imagen 17. Zona de posible relleno antrópico. Consultor, 2024.



Bloques de andesita



Material saprolítico proveniente de un granitoide

El área de estudio exhibe una geología destacan principalmente los saprolitos, que son materiales meteorizados y alterados procedentes de granitoides, los cuales han experimentado procesos de descomposición química y física por procesos de intemperización.

Asimismo, se encuentran bloques de andesita gris verdosa de alta resistencia, la cual es una roca volcánica de composición intermedia, que puede estar encajonada en la zona de estudio.

4.6 Caracterización Sísmica del Sitio

El comportamiento de las estructuras durante los terremotos no solo depende de la intensidad de movimiento del suelo, sino también de la edad, del material, del diseño, de la calidad de la construcción y de las dimensiones de la estructura. De acuerdo al nuevo código ecuatoriano de la construcción (NEC-15, Figura 13), el factor Z está en función del mapa de zonas sísmicas de Ecuador.

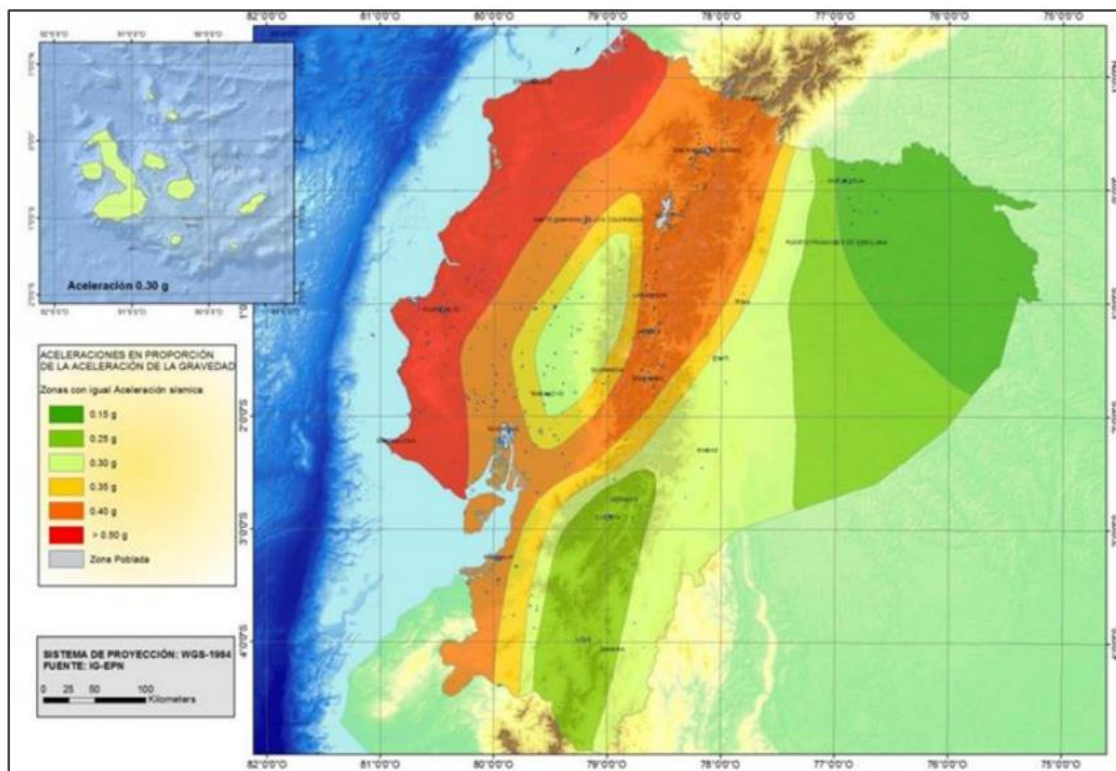


Imagen 18. Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z. (NEC-15).

Para facilitar la determinación del valor de Z, se ha seleccionado de la Tabla 1 del NEC-15 – NEC-SE-DS, Parte 1.

Tabla 9. Parámetros de adquisición para la línea sísmica de refracción realizada.

ZONA SISMICA	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización del peligro Sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: Consultor, 2024.

Con base al mapa de zonas sísmicas, se puede concluir que, de acuerdo con el Norma Ecuatoriana de la Construcción, el sector de estudio puede ubicarse en la Zona Sísmica II, pudiendo adoptarse un valor de Z entre 0.25.

4.7 Descripción del perfil de la línea sísmica LRS-01

El tendido de refracción LRS-01 se realizó en el margen izquierdo, con una orientación en sentido S-N semiparalelo a la quebrada. Se realizó la instalación de 24 geófonos que cubrieron una extensión superficial de 34.5 m, y que en adición de las posiciones offset (fuente) se logra que el perfil





tenga una extensión de 36 m, logrando una profundidad de exploración de ± 12 m.

Como se puede observar en Imagen 19, las velocidades de onda compresional calculadas parten desde los 850 m/s en la zona superior y a partir de los 6.00 m se ubican velocidades de 2060 a 2580 m/s.

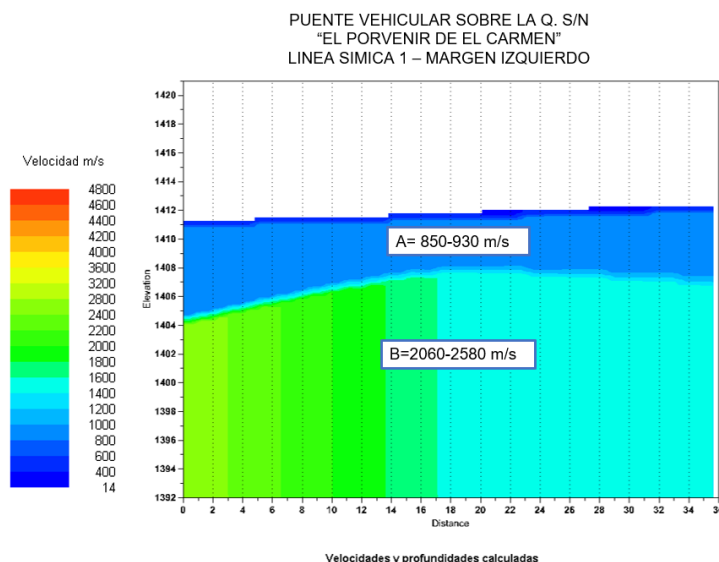


Imagen 19. Perfil sísmico de la Línea de Refracción Sísmica 01

En función de los valores de onda compresional, se discretizó el LS-01 en 2 unidades sísmicas, que se describen en la tabla a continuación.

Tabla 10. Complejos sísmicos, velocidades de onda y correspondencia geológica 1.

Capa	Velocidad Onda P (m/s)	Espesores (m)	Tipo de material estimado
A0	-	0.30	Cobertura superficial.
A	850-930	3.00-7.00	Zona de depósito de coluvio aluviales, bloques de roca métricos indiferenciados, y rocas altamente facturadas y meteorizadas del complejo Intrusivo de Zamora (JZ)
B	2060-2580	-	Rocas fracturadas del complejo Intrusivo de Zamora (JZ)





4.8 Descripción del perfil de la línea sísmica LRS-02

El tendido de refracción LRS-02 se realizó en el margen izquierdo, con una orientación en sentido SW-NE paralelo al eje de la vía, estableciéndose el inicio al sur-este del arreglo. Se realizó la instalación de 24 geófonos que cubrieron una extensión superficial de 34.5 m, y que en adición de las posiciones offset (fuente) se logra que el perfil tenga una extensión de 36.0 m, logrando una profundidad de exploración de ± 12.0 m.

Como se puede observar en Imagen 20, las velocidades de onda compresional calculadas parten desde los 920 m/s en la zona superior y a partir de los 10.00 m se ubican velocidades de 2162 m/s.

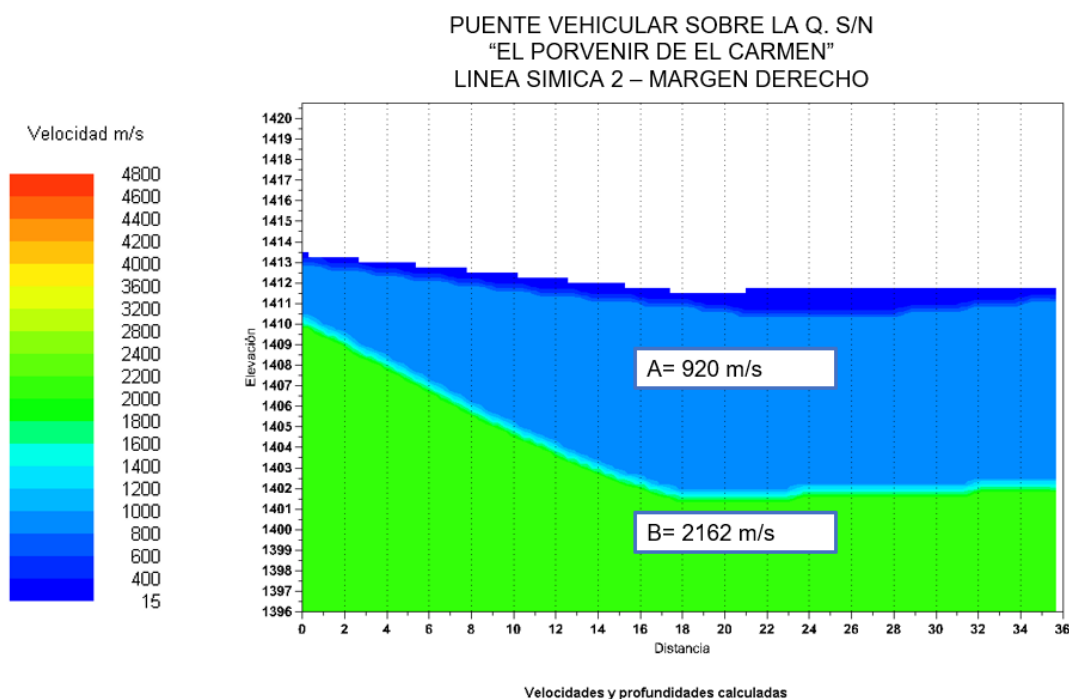


Imagen 20. Perfil sísmico Línea de Refracción Sísmica 02.

En función de los valores de onda compresional, se discretizó el LS-02 en 2 unidades sísmicas, que se describen en la tabla a continuación.





Tabla 11. Complejos sísmicos, velocidades de onda y correspondencia geológica 2.

Capa	Velocidad Onda P (m/s)	Espesores (m)	Tipo de material estimado
A0	-	0.30	Cobertura superficial.
A	920	2.80-9.00	Zona de depósito de coluvio aluviales, bloques de roca métricos indiferenciados, y rocas altamente fracturadas y meteorizadas del complejo Intrusivo de Zamora (JZ)
B	2162	-	Rocas fracturadas del complejo Intrusivo de Zamora (JZ)

Fuente: Consultor, 2024.

4.9 Parámetros dinámicos y elásticos a partir de la Vp

Para cada velocidad o rango de velocidad interpretado también se calculan los parámetros dinámicos y elásticos para cada uno de los complejos geofísicos, dichos parámetros se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 12. Parámetros dinámicos de cada línea sísmica

		LINEA SISMICA 1 - MI		LINEA SISMICA 2 - MD	
CAPA SISMICA		1	2	1	2
Potencia	m	3.20-6.60	-	2.80-9.00	-
Vp	m/s	850	2320	920	2162
Vs	m/s	486	1326	526	1235
γ	gr/cm ³	1.91	2.41	1.92	2.38
Edin	Kg/cm ²	11530	108586	13608	93039
Eest	Kg/cm ²	5571	74324	6949	62309
Edef	Kg/cm ²	303	3338	359	2804





Gdin	Kg/cm ²	4584	4584	5411	36991
(Mindel) N	Golpes	17	58	19	54
Qa , Fs=3	Kg/cm ²	1.65	5.83	1.85	5.38
(Mayerhoff)					
Qn	Kg/cm ²	4.96	17.49	5.56	16.14
(Osaki) Ø	°	33	49	34	48
Vs 30	m/s	1022		976	
Tipo de Perfil		B		B	

Fuente: Consultor, 2024.

4.10 Tipo de perfil de suelo

La identificación del perfil se realiza a partir de la superficie natural del terreno según la NEC-SE-DS 2015, para el presente informe se ha considerado el siguiente criterio: velocidad de onda cortante promedio.

Tabla 13. Parámetros dinámicos de cada línea sísmica

	H (m)	vS(m/s)	VS30 (m/s)
Línea Sísmica 1	5	486	1022
Margen Izquierdo	25	1326	
Línea Sísmica 2	6	526	976
Margen Derecho	24	1235	
SUELO TIPO:			B

Fuente: Consultor, 2024.

El perfil de suelo identificado por medio de las Vs30 es de tipo B, este se caracteriza como un perfil de roca de rigidez media que cumpla con el criterio de velocidad de la onda cortante siguiente: $1500 > Vs \geq 760$ m/s, según la NEC 2015.





4.11 CONCLUSIONES

Con base a los ensayos realizados, por medio del método de sísmica de refracción con fuente activa para medición de onda Vp y de la correlación con la información de la zona de estudio se puede concluir lo siguiente:

Se realizaron dos (02) tendidos de refracción sísmica de 36 metros de longitud, con un arreglo de 24 sensores (geófonos), espaciados cada 1.5 m; obteniendo una profundidad de exploración entre de +-12 metros.

La Velocidad media de la onda de cortante (Vs30) es de 1022-976 m/s, estimada a partir del cálculo de la onda Vs; según la clasificación sísmica recomendada por la NEC – Peligro Sísmico, el suelo se clasifica como Tipo B para un perfil de roca de rigidez media.

A partir de las mediciones de onda compresional, en los dos tendidos se han definido un máximo de dos (02) unidades sísmicas, las cuales se describen a continuación estimando sus propiedades mecánicas:

MARGEN DERECHO

Unidad Sísmica 1

Zona de depósito de coluvio aluviales, bloques de roca métricos indiferenciados, y rocas altamente facturadas y meteorizadas del complejo Intrusivo de Zamora (JZ), con promedio de onda Vp de 920 m/s, potencias entre 3.00 a 9.00 m, densidad de 1.91 gr/cm³, y ángulo de fricción promedio $\phi=34^\circ$. Se estimada un $q_a=1.85$ kg/cm².

Unidad Sísmica 2

Rocas fracturadas del complejo Intrusivo de Zamora (JZ), con promedio de onda de Vp de 2162 m/s, la potencia es indefinida, densidad de 2.38 gr/cm³, y ángulo de fricción promedio $\phi=48^\circ$. Se estimada un $q_a= 5.38$ kg/cm².

MARGEN IZQUIERDO

Unidad Sísmica 1

Zona de depósito de coluvio aluviales, bloques de roca métricos indiferenciados, y rocas altamente facturadas y meteorizadas del complejo Intrusivo de Zamora (JZ), con promedio de onda Vp de 850 m/s, potencias





entre 3.00 a 6.00 m, densidad de 1.91 gr/cm³, y ángulo de fricción promedio $\phi=33^\circ$. Se estimada un $q_a= 1.65 \text{ kg/cm}^2$.

Unidad Sísmica 2

Rocas fracturadas del complejo Intrusivo de Zamora (JZ), con promedio de onda de Vp de 2320 m/s, la potencia es indefinida, densidad de 2.41 gr/cm³, y ángulo de fricción promedio $\phi=49^\circ$. Se estimada un $q_a= 5.83 \text{ kg/cm}^2$.

Los valores de capacidad admisible se han calculado por medio de las formulaciones Mayerhoff 1963, considerando número de golpes a partir del valor de onda Vp (Mindel)

La capacidad portante admisible (q_a) en el sector, obtenida con sísmica de refracción como un método indirecto es de:

Margen derecho:

Complejo 1=1.85 Kg/cm² ; Complejo 2= 5.38 Kg/cm²

Margen izquierdo:

Complejo 1= 1.65 Kg/cm² ; Complejo 2=5.83 Kg/cm²

4.12 RECOMENDACIONES

La cota de cimentación y la luz del puente debe ser considerada con el estudio hidrológico-hidráulico, donde se determina la cota de crecida máxima y cota de socavación; considerando esto se recomienda que la cimentación este a por lo menos 1.50 metros por debajo de la cota de máxima socavación.

La socavación no tendría incidencia, en el caso que la cimentación se encuentre sobre roca o lo suficientemente alejada del cauce de acuerdo a estudio hidrológico-hidráulico.

Con base a los ensayos de sísmica de refracción realizados, se recomienda 2 alternativas que deben ser analizadas por el ingeniero estructural:

Alternativa 1

La cimentación de los estribos se proyecte sobre la capa geosísmica A, considerando los siguientes parámetros, en esta alternativa se debe garantizar 2.00 metros de empotramiento:





Parámetros	Margen derecho	Margen izquierdo
Cota de cimentación	1405.30 m.s.n.m	
Profundidad de desplante (Df)	4.00 metros mínimo	
Tipo de suelo esperado	* Zona de depósito coluvial.	
qa neta, fs=3:	1.60 Kg/cm ² (16.00 Ton/m ²)	
Densidad (γ)	2.35 gr/cm ³	
Angulo de fricción (Ø)	33°	
Tipo de perfil (Vs30)	A	
Factor Z	0.25	

Alternativa 2

La cimentación de los estribos se proyecte sobre la capa geosísmica B, considerando los siguientes parámetros:

Parámetros	Margen derecho	Margen izquierdo
Cota de cimentación	1403.20 m.s.n.m	
Profundidad de desplante (Df)	6.00 metros mínimo	
Tipo de suelo esperado	*Posible roca intrusiva fracturada	
qa neta, fs=3:	3.00 Kg/cm ² (30.00 Ton/m ²)	
Densidad (γ)	2.35 gr/cm ³	
Angulo de fricción (Ø)	38°	
Tipo de perfil (Vs30)	B	
Factor Z	0.25	

Las recomendaciones para la cota de cimentación se dan en función a los resultados obtenidos mediante métodos indirectos; al momento de la construcción se debe realizar una comprobación del tipo de suelo a nivel de cimentación.





5. DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 NORMATIVAS Y GUÍAS DE DISEÑO

Las normas y guías de diseño nacionales e internacionales utilizadas como referencia para el diseño estructural en este proyecto son:

- ASCE: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- NEVI-12 Vol.2B: Norma Ecuatoriana Vial – Ministerio de transporte y obras públicas del Ecuador
- ACI 318-19: Specifications for Concrete Structures
- AASHTO 2014: American Association of State Highway and Transportation Officials – LRFD Bridge Design Specifications
- LRFD Bridge Design Manual - Minnesota Department of Transportation
- Stability Analysis of Concrete Structures, EM 1110-2-2100 (2005), US Army Corps of Engineers
- Retaining and Flood Walls, EM 1110-2-2502 (September 1989), US Army Corps of Engineers

5.2 CONDICIONES DE RESISTENCIA Y SERVICIO

Los elementos estructurales fueron calculados y diseñados verificando las condiciones de resistencia y servicio especificadas por la normativa internacional AASHTO. Se utilizó un diseño a resistencia última (LRFD), por cuanto se aumentan las cargas de servicio mediante factores de mayoración según combinaciones de carga establecidas. De manera similar se reduce la resistencia nominal de los elementos mediante factores de seguridad (ϕ).

En el caso de las condiciones de servicio en primera instancia se toman las recomendaciones estipuladas por la AASHTO Y NEVI en su código de diseño para servicio. En este caso se toman las siguientes consideraciones:

NEVI: (LL+IM), debe considerar una flecha máxima de $L/800$, y en caso de considerar pasos peatonales $L/1000$ (2B.31.3.7(6)).

AASHTO: Para la sobrecarga vehicular (LL+IM) se limita la flecha a $L/800$, el documento considera el análisis de deflexiones en la etapa constructiva, recomendando la respectiva contra flecha de la estructura.

IAP: Se limita flecha debida a sobrecarga vehicular y peatonal a $L/1200$

5.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

En este acápite se trata las características y especificaciones de los materiales que se idealizaron para los elementos estructurales.





5.3.1 Concreto

La resistencia del concreto utilizado en la superestructura y en la infraestructura será uno con una resistencia mínima a la compresión de 24MPa. La protección contra la corrosión en la estructura será provista por un recubrimiento de 50mm para todas las superficies encofradas y de 75mm para las superficies colocadas directamente sobre el suelo.

Los factores de reducción de resistencia para los elementos estructurales serán definidos según la NEC-SE-HM y el ACI 318-19, tal como se detalla a continuación:

- Flexión: 0.90
- Cortante: 0.75
- Torsión: 0.75
- Compresión: 0.65

5.3.2 Acero de refuerzo

Las barras de acero de refuerzo serán A706-G60, con una resistencia mínima a la fluencia (f_y) de 420MPa.

5.4 EVALUACIÓN DE SOLICITACIONES

Las cargas que se considerarán para el análisis de los elementos estructurales se describen en este acápite.

5.4.1 Acciones Permanentes

Las acciones permanentes o cargas muertas la conforman el peso propio de la estructura, aceras y barreras laterales. Las densidades utilizadas para la determinación de estas cargas son las siguientes:

- Hormigón armado $f'c=24\text{MPa}$: 24kN/m^3
- Acero estructural: 78.5kN/m^3
- Barrera de protección lateral: 4.50kN/m
- Superficie de rodadura: 23kN/m^3
- Relleno compactado: 18kN/m^3





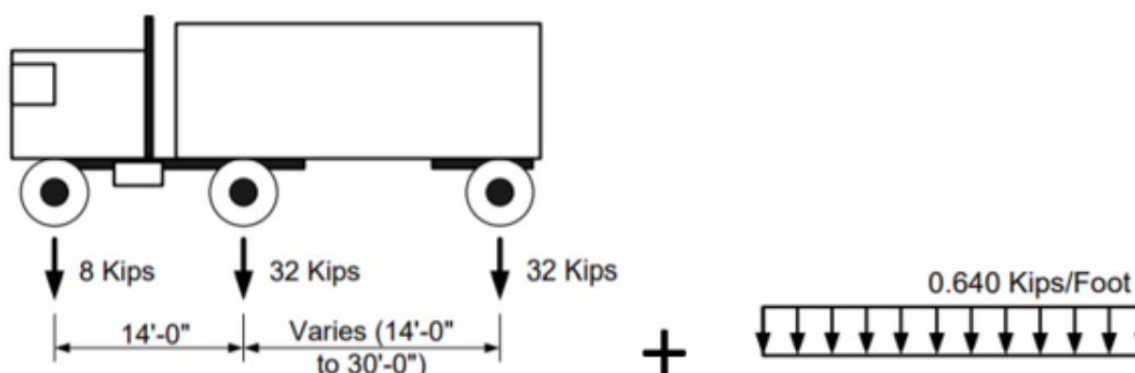
- Relleno compactado saturado: 20kN/m^3

5.4.2 Acciones Variables

Las acciones variables son las solicitaciones generadas por acciones de elementos externos como el viento, el granizo, frenado y acciones térmicas. Estas se detallan a continuación.

Sobrecarga de uso

Las sobrecargas utilizadas para determinar las solicitaciones son las correspondientes al vehículo tipo HL-93, conformada por la envolvente de las cargas HL-93K, HL-93S, HL-93M.



Las cargas descritas en la AASHTO de 8 y 32 Kips, y 0.64 Kips/foot, en unidades del sistema internacional son 35.59 y 142.34kN, y 9.34kN/m.

Granizo

El puente se encuentra sobre los 1000m sobre el nivel del mar, por lo que es susceptible a la presencia de granizo por lo que la NEC nos menciona que se debe considerar una sobrecarga igual a 1.00kN/m^2 .

Frenado

De acuerdo con la AASHTO, se deberá de considerar la mayor sobrecarga entre los valores:

- 25% de los pesos por eje del camión de diseño.
- 5% del camión de diseño más la carga del carril de diseño.

Presión lateral del suelo

Para la presión lateral del suelo se considera la teoría de Rankine para el empuje activo, y considerando un ángulo de fricción típico para rellenos granulares, igual a 30° , el coeficiente de empuje activo K_a es igual a 0.33.





Empuje debido a sobrecargas

Considerando el criterio de ASCE 7-10 que especifica que la carga viva para zonas con circulación de vehículos deberá ser de 1200kg/m² y que la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications especifica una altura equivalente de relleno de 600mm, considerando un material de relleno con un peso específico de 2000kg/m³ sería una sobrecarga de 1200kg/m². La sobrecarga considera es de 12kPa.

Empuje sísmico del suelo

El incremento del empuje del suelo debido al sismo se determina a FEMA 356, se sugiere una simplificación de la ecuación de Mononobe Okabe, que se expresa a continuación.

$$\Delta p = 0.4K_h * \gamma * H$$

5.5 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones consideradas para el dimensionamiento de los elementos resistentes de la superestructura se muestran en la siguiente tabla:

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
STRENGTH I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
STRENGTH V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
EXTREME EVENT II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
FATIGUE— LL, IM & CE ONLY	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Para el diseño de la cimentación se considera las siguientes combinaciones de carga:





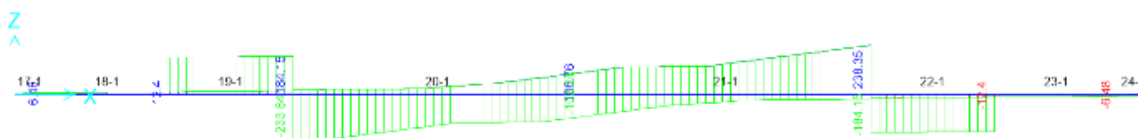
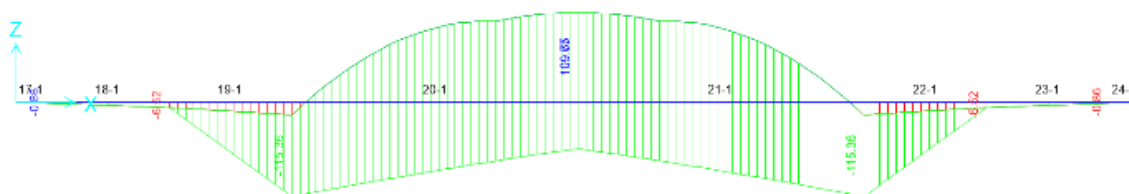
- D+L
- D+L+S_x
- D+L+S_y

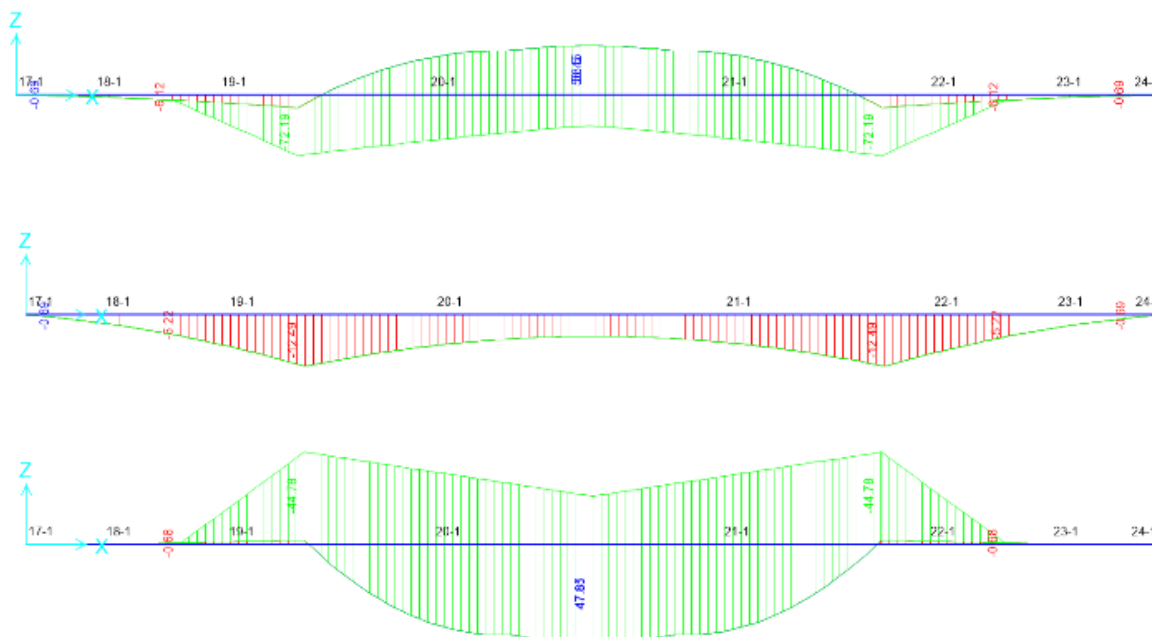
5.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El diseño de los elementos resistentes se realiza bajo la filosofía de diseño de resistencia última.

5.6.1 Flexión Transversal

A continuación, se presenta las envolventes de diseño para el dimensionamiento.





5.6.2 Flexión Longitudinal

En la tabla que continua, se resume los resultados obtenido en el CSI Bridge

RESUMEN DE MAXIMAS CARGAS EN PUENTE [Tnf-m/Tnf]				
TIPO DE CARGA	DETALLE	VIGA IZQ	VIGA DER	PUENTE
LL+IM	HL93K	28.3	28.3	56.6
D	Peso propio (Puente en seccion Tee)	33.78	33.78	67.56
D	Carpeta Asfaltica 2"	2.22	2.22	4.44
LL	Carga Variable Peatonal 5kN/m2	1.93	1.93	3.86
D	Barrera de proteccion (TNJ)	3.08	3.08	6.16
D	Cargas permanentes totales	39.08	39.08	78.16
LL+IM	Cargas variables totales	30.23	30.23	60.46
D+LL+IM	Total de cargas de servicio	69.31	69.31	138.62
STR1-M	Carga critica - flexion	381.1	381.1	-
STR1-V	Carga critica - cortante	102.74	102.74	-
STR1-T	Carga critica - torsion	13.92	13.92	-
SER1-M	Carga servicio - flexion	262.46	262.46	-
SER1-V	Carga servicio - cortante	69.77	69.77	-
SER1-T	Carga servicio - torsion	8.74	8.74	-
FAT-M	Carga critica - flexion	69.9	69.9	-
DEAD-M	Carga permanente	161.1	161.1	-

6. PROCESO CONSTRUCTIVO.





La construcción del puente deberá ejecutarse en la época menos lluviosa de la zona, especialmente para la construcción de los estribos.

La Fiscalización deberá hacer cumplir la aplicación de las normas y especificaciones técnicas de construcción, y la buena calidad de los materiales usados mediante los ensayos de laboratorio correspondientes.

Será obligatorio que se cumplan con las especificaciones señaladas en los planos en cuanto a la resistencia de los materiales, en especial las del hormigón y el acero estructural, ya que en base a éstas han sido ejecutados los diseños. Su incumplimiento puede traer consecuencias de fallas en la estructura.

Especial atención merece en el proceso de fabricación de las vigas que deberá hacerse en in situ para garantizar la calidad de los trabajos

Los planos que se presentan, en especial para la estructura, sirven directamente para la fabricación, pues son planos de taller, con lo que se ahorrará tiempo se logrará ensambles exactos.

El constructor podrá cambiar el sistema de montaje de las vigas de acuerdo a los equipos que posea o como la fiscalización determine que es mejor para las condiciones del sitio.

Se recomienda eso sí que se lo haga con las vigas ensambladas al menos en pares con los respectivos arriostramientos horizontal y vertical, a fin de evitar pandeos laterales de las vigas.

Bajo ninguna circunstancia se abrirá al tráfico el puente, sin que previamente se haya colocado la capa de rodadura asfáltica.

7. CANTIDADES DE OBRA, PRESUPUESTO Y CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJO





7.1 PRESUPUESTO

ITEM	RUBRO	UNIDA D	CANTIDA D	P. UNIT	P. TOTAL
	PRELIMINARES				
CMLI - 001	REPLATEO Y NIVELACIÓN DE ESTRUCTURAS	M2	70.56	0.57	40.22
CMLI - 001	EXCAVACIÓN A MÁQUINA SIN CLASIFICAR	M3	106.92	3.28	350.70
CMLI - 001	RELLENO COMPACTADO MECÁNICAMENTE CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3	94.94	51.33	4,873.27
CMLI - 001	REPLANTILLO DE H.S. $f'c=180\text{kg/cm}^2$, $e=10\text{cm}$	M2	70.56	21.82	1,539.62
CMLI - 001	ESCOLLERA DE PIEDRA SUELTA (con piedra clasificada min 50cm)	M3	56.00	71.36	3,996.16
	INFRAESTRUCTURA				
CMLI - 001	HORMIGÓN SIMPLE EN ZAPATAS $f'c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	M3	62.54	257.04	16,075.28
CMLI - 001	HORMIGÓN SIMPLE EN ESTRIBOS Y MUROS DE ALA $f'c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	M3	122.96	282.60	34,748.50
CMLI - 001	DRENAJES DE SUBESTRUCTURA TUBO PVC 2"	M	70.56	3.92	276.60
CMLI - 002	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	KG	10,193.43	3.16	32,211.24
	SUPERESTRUCTURA				
CMLI - 007	HORMIGON SIMPLE EN VIGAS, TABLERO Y LOSA $f'c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	M3	22.15	346.33	7,671.21
CMLI - 009	BLOQUE DE POLIESTIRENO EXPANDIDO 40x40x15cm	U	64.00	2.50	160.00
CMLI - 009	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	KG	1,938.12	3.16	6,124.46
CMLI - 010	APOYO DE NEOPRENO REFORZADO 300x300x50mm	U	4.00	129.24	516.96
CMLI - 011	JUNTA DE DILATACIÓN TIPO III MTOP	M	16.00	138.55	2,216.80





**GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO
PARROQUIAL RURAL EL PORVENIR DEL CARMEN**



Dirección: Av. El Porvenir y los Laureles s/n (Esquina)
RUC: 1160034060001

CMLI - 011	TUBO PVC DESAGÜE DN=75mm	M	12.80	2.40	30.72
CMLI - 011	CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN CON FIBRAS f'c=280kg/cm ²	M3	12.80	199.74	2,556.67
	PASAMANO				
CMLI - 013	TUBO GALVANIZADO 4"x3.0mm	M	32.00	37.05	1,185.60
CMLI - 014	PINTURA DE ESMALTE	M2	30.00	6.15	184.50
COSTO TOTAL					114,758.51





7.2 CRONOGRAMA VALORADO DE EJECUCIÓN

ITEM	RUBRO	U	CANTIDAD	PRECIO	PRECIO	TIEMPO EN MESES			
				UNITARIO	TOTAL	M1	M2	M3	M4
	PRELIMINARES								
CMLI - 001	REPLATEO Y NIVELACIÓN DE ESTRUCTURAS	M2	70.56	0.57	40.22	70.56			
						40.22			
CMLI - 001	EXCAVACIÓN A MÁQUINA SIN CLASIFICAR	M3	106.92	3.28	350.70	106.92			
						350.70			
CMLI - 001	RELLENO COMPACTADO MECÁNICAMENTE CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3	94.94	51.33	4,873.27	94.94			
						4,873.27			
CMLI - 001	REPLANTILLO DE H.S. f'c=180kg/cm ² , e=10cm	M2	70.56	21.82	1,539.62	70.56			
						1,539.62			
CMLI - 001	ESCOLLERA DE PIEDRA SUELTA (con piedra clasificada min 50cm)	M3	56.00	71.36	3,996.16		28.00	28.00	
							1,998.08	1,998.08	





**GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO
PARROQUIAL RURAL EL PORVENIR DEL CARMEN**

Dirección: Av. El Porvenir y los Laureles s/n (Esquina)
RUC: 1160034060001



	INFRAESTRUCTURA								
CMLI - 001	HORMIGÓN SIMPLE EN ZAPATAS $f'c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	M3	62.54	257.04	16,075.28		62.54		
							16,075.28		
CMLI - 001	HORMIGÓN SIMPLE EN ESTRIBOS Y MUROS DE ALA $f'c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	M3	122.96	282.60	34,748.50		61.48	61.48	
							17,374.25	17,374.25	
CMLI - 001	DRENAJES DE SUBESTRUCTURA TUBO PVC 2"	M	70.56	3.92	276.60		35.28	35.28	
							138.30	138.30	
CMLI - 002	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	KG	10,193.43	3.16	32,211.24		5,096.71	5,096.71	
							16,105.60	16,105.60	
	SUPERESTRUCTURA								
CMLI - 007	HORMIGON SIMPLE EN VIGAS, TABLERO Y LOSA $f'c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado)	M3	22.15	346.33	7,671.21			13.29	8.86
								4,602.73	3,068.48
CMLI - 009	BLOQUE DE POLIESTIRENO EXPANDIDO 40x40x15cm	U	64.00	2.50	160.00			64.00	
								160.00	
CMLI - 009	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	KG	1,938.12	3.16	6,124.46			1,550.50	387.62
								4,899.58	1,224.88
CMLI - 010	APOYO DE NEOPRENO REFORZADO 300x300x50mm	U	4.00	129.24	516.96			4.00	





**GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO
PARROQUIAL RURAL EL PORVENIR DEL CARMEN**

Dirección: Av. El Porvenir y los Laureles s/n (Esquina)
RUC: 1160034060001



								516.96	
CMLI - 011	JUNTA DE DILATACIÓN TIPO III MTOP	M	16.00	138.55	2,216.80				16.00
									2,216.80
CMLI - 011	TUBO PVC DESAGÜE DN=75mm	M	12.80	2.40	30.72				12.80
									30.72
CMLI - 011	CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN CON FIBRAS f'c=280kg/cm²	M3	12.80	199.74	2,556.67				12.80
									2,556.67
CMLI - 014	SEÑALÉTICA INFORMATIVA (2.04x1.39m)	U	2.00	360.21	720.42				2.00
									720.42
CMLI - 014	PINTURA DE ESMALTE	M2	30.00	6.15	184.50				30.00
									184.50
114,758.51									

Valores Parciales	6803.81	51691.51	45795.5	10467.65
Valores Acumulados	6803.81	58495.32	104290.82	114758.47
Porcentajes Parciales	5.93%	45.04%	39.91%	9.12%
Porcentajes Acumulados	5.93%	50.97%	90.88%	100.00%





8. ESTUDIO SOCIOECONÓMICO.

En la actualidad la Parroquia de El Porvenir del Carmen según datos obtenidos en el censo 2022 del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, la parroquia presenta 1558 habitantes de las cuales 829 son hombres y 729 mujeres.

Se puede determinar de acuerdo a las encuestas del Censo Nacional que 536 habitantes de los 1558 se encuentran económicamente activos.

De la Población Económicamente Activa se puede determinar lo siguientes grupos de ocupación:

Tabla 14. Grupos de operación de la PEA

Grupos de Operación	Total
Técnicos y profesionales de nivel medio	8
Personal de apoyo administrativo	5
Trabajadores de los sectores y vendedores	27
Agricultores y trabajadores calificados	166
No declarado	30
Total	236

Como el puente servirá de manera equitativa a todas las parroquias del cantón Palanda ya que este se conecta a través de un Anillo vial se puede determinar que la población de referencia es la siguiente de acuerdo a la tabla.

Tabla 15. Población de referencia cantón Palanda por parroquias. INEC 2022

Provincia, cantón y parroquia de residencia			Población 2010	Población 2022	Tasa de crecimiento promedio anual 2010_2022
Zamora Chinchipe	Palanda	Palanda	3,711	3,999	0.62





Zamora Chinchipe	Palanda	El Porvenir Del Carmen	1,456	1,558	0.56
Zamora Chinchipe	Palanda	San Francisco Del Vergel	1,309	1,603	1.69
Zamora Chinchipe	Palanda	Valladolid	1,219	1,258	0.26
Zamora Chinchipe	Palanda	La Canela	346	455	2.28

8.1 Proyección de población.

Considerando la tasa de crecimiento inter censal del año 2022, para cada parroquia la proyección de población para cada una y durante el tiempo de vida útil del proyecto (20años), la proyección proyectada es.

		Palanda	El Porvenir Del Carmen	San Francisco Del Vergel	Valladolid	La Canela
Tasa de crecimiento	n	0.62	0.56	1.69	0.26	2.28
Año 2022	0	3,999	1,558	1,603	1,258	455
Año 2023	1	4000	1559	1605	1259	458
Año 2024	2	4001	1560	1607	1259	460
Año 2025	3	4001	1560	1609	1259	462
Año 2026	4	4002	1561	1610	1260	465
Año 2027	5	4003	1561	1612	1260	467
Año 2028	6	4003	1562	1614	1260	469
Año 2029	7	4004	1562	1615	1260	471
Año 2030	8	4004	1563	1617	1261	474
Año 2031	9	4005	1564	1619	1261	476
Año 2032	10	4006	1564	1620	1261	478
Año 2033	11	4006	1565	1622	1261	481
Año 2034	12	4007	1565	1624	1262	483
Año 2035	13	4008	1566	1625	1262	485
Año 2036	14	4008	1566	1627	1262	487
Año 2037	15	4009	1567	1629	1262	490
Año 2038	16	4009	1568	1631	1263	492
Año 2039	17	4010	1568	1632	1263	494
Año 2040	18	4011	1569	1634	1263	497
Año 2041	19	4011	1569	1636	1263	499
Año 2042	20	4012	1570	1637	1264	501
Año 2043	21	4013	1570	1639	1264	503





8.2 Población Demandante Actual y Futura

Corresponde al 70% de la población de referencia, los valores por parroquia se muestran a continuación:

		Palanda	El Porvenir Del Carmen	San Francisco Del Vergel	Valladolid	La Canela
Tasa de crecimiento	n	0.62	0.56	1.69	0.26	2.28
Año 2022	0	2,799	1,091	1,122	881	319
Año 2023	1	2,800	1,091	1,124	881	321
Año 2024	2	2,801	1,092	1,125	881	322
Año 2025	3	2,801	1,092	1,126	881	323
Año 2026	4	2,801	1,093	1,127	882	326
Año 2027	5	2,802	1,093	1,128	882	327
Año 2028	6	2,802	1,093	1,130	882	328
Año 2029	7	2,803	1,093	1,131	882	330
Año 2030	8	2,803	1,094	1,132	883	332
Año 2031	9	2,804	1,095	1,133	883	333
Año 2032	10	2,804	1,095	1,134	883	335
Año 2033	11	2,804	1,096	1,135	883	337
Año 2034	12	2,805	1,096	1,137	883	338
Año 2035	13	2,806	1,096	1,138	883	340
Año 2036	14	2,806	1,096	1,139	883	341
Año 2037	15	2,806	1,097	1,140	883	343
Año 2038	16	2,806	1,098	1,142	884	344
Año 2039	17	2,807	1,098	1,142	884	346
Año 2040	18	2,808	1,098	1,144	884	348
Año 2041	19	2,808	1,098	1,145	884	349
Año 2042	20	2,808	1,099	1,146	885	351
Año 2043	21	2,809	1,099	1,147	885	352

8.3 Población Demandante Efectiva

Es la población que recibe de forma directa el beneficio del proyecto, para efectos de cálculo se estima que sería el 50% de la población de referencia, para cada parroquia y el total consolidado, los valores se presentan a continuación:

		Palanda	El Porvenir Del Carmen	San Francisco Del Vergel	Valladolid	La Canela
Tasa de crecimiento	n	0.62	0.56	1.69	0.26	2.28
Año 2022	0	2,000	779	802	629	228





Año 2023	1	2,000	780	803	630	229
Año 2024	2	2,001	780	804	630	230
Año 2025	3	2,001	780	805	630	231
Año 2026	4	2,001	781	805	630	233
Año 2027	5	2,002	781	806	630	234
Año 2028	6	2,002	781	807	630	235
Año 2029	7	2,002	781	808	630	236
Año 2030	8	2,002	782	809	631	237
Año 2031	9	2,003	782	810	631	238
Año 2032	10	2,003	782	810	631	239
Año 2033	11	2,003	783	811	631	241
Año 2034	12	2,004	783	812	631	242
Año 2035	13	2,004	783	813	631	243
Año 2036	14	2,004	783	814	631	244
Año 2037	15	2,005	784	815	631	245
Año 2038	16	2,005	784	816	632	246
Año 2039	17	2,005	784	816	632	247
Año 2040	18	2,006	785	817	632	249
Año 2041	19	2,006	785	818	632	250
Año 2042	20	2,006	785	819	632	251
Año 2043	21	2,007	785	820	632	252

8.4 Evaluación Financiera.

En lo referente al rubro de Inversión y costos se empleó la siguiente información:

- Presupuesto estimado del proyecto.
- Costo anual de Operación y Mantenimiento.

Para efectos de cálculo, dentro del rubro de Ingresos y Beneficios se tomaron en consideración los siguientes parámetros:

- Beneficios de circulación, tiempo y rodaje
- Mejoramiento del flujo de turistas

El beneficio más directo que obtenemos por la mejora del corredor vial en estudio, es el que se obtiene por el ahorro en el tiempo de traslado de los usuarios, el mismo que se obtiene comparando los costos anuales en las situaciones "sin" y "con" proyecto, cuya diferencia es el ahorro que tiene el usuario que circula por la carretera.





**GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO
PARROQUIAL RURAL EL PORVENIR DEL CARMEN**

Dirección: Av. El Porvenir y los Laureles s/n (Esquina)
RUC: 1160034060001



8.4.1 Operación y mantenimiento

Los costos de operación y mantenimiento comprenden la compra de rodillos pintura y la contratación de un trabajador de manera anual.

Mantenimiento					2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044
ACTIVIDAD	COSTO UNITARIO US\$	CANTIDAD	SUBTOTAL US\$ (SIN IVA)	IVA US\$	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL
1.1 Operador	460.00	1	460.00	55.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20
2.2. Adquisición de Herramientas menores (BROCHAS)	10.00	1	10.00	1.20	11.20	11.21	11.23	11.24	11.26	11.28	11.29	11.31	11.32	11.34	11.35	11.37	11.38	11.40	11.41	11.43	11.44	11.46	11.47	11.49	11.50
2.2. Adquisición de Herramientas menores (RODILLOS)	10.00	2	20.00	2.40	22.40	22.43	22.46	22.49	22.52	22.55	22.58	22.61	22.64	22.67	22.70	22.73	22.76	22.79	22.82	22.85	22.88	22.91	22.94	22.98	23.01
2.2. Adquisición de MATERIALES menores (PINTURA)	200.00	1	200.00	24.00	224.00	224.30	224.60	224.90	225.20	225.50	225.80	226.10	226.41	226.71	227.01	227.31	227.62	227.92	228.23	228.53	228.84	229.14	229.45	229.76	230.06



¡Caminando hacia el futuro!
ADMINISTRACIÓN 2023-2027



073040751-073125808

www.gadelporvenirdelcarmen.gob.ec

[gadparroquialelporvenirdelcarmen](https://www.facebook.com/gadparroquialelporvenirdelcarmen)



8.4.2 Beneficios

8.4.2.1 Beneficio de Ahorro de Tiempo

Tomando en cuenta que en los autos livianos se transportan en promedio 4 personas, en los buses que en este caso corresponde a rancheras en promedio se transportan 30 personas, en los camiones de dos ejes se transportan tres personas al igual que en el de tres ejes. Por lo tanto, a continuación, se presenta el cálculo del beneficio de la implementación del puente.

Actualmente para cruzar el tramo de la quebrada a una velocidad de 1.5 m/s en un tramo de 40 metros ya que la quebrada se encuentra displayada para poder bajar en cierta manera el tirante del agua. Por lo tanto, el tiempo estimado para cruzar dicho tramo es el siguiente.

$$t = \frac{e}{v} = \frac{40m}{1.5m/s} = 26.66s$$

Con la Construcción del puente el tramo de la quebrada quedaría definido en 8 metros y el tráfico no tendría que disminuir la velocidad manteniéndola constante a la velocidad de diseño en 40 km/h (11.11m/s).

$$t = \frac{e}{v} = \frac{8m}{11.11 m/s} = 0.72s$$

Por lo tanto, se tendría un ahorro de 25.94 segundos con la construcción del nuevo puente.

Para el cálculo del beneficio se utilizará el salario básico establecido en el país al corte del año 2024 definido por la Contraloría General del Estado, el mismo que está en \$4.14 cada hora trabajada.

Tabla 16. TPDA Parroquia El Porvenir

n	AÑO	TASA	TPDA futuro			
			LIVIANOS	BUSES	2 EJES	3 EJES
0	2024	0.075	38	4	10	0
1	2025	0.075	38	4	10	0
2	2026	0.075	38	4	10	0





**GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO
PARROQUIAL RURAL EL PORVENIR DEL CARMEN**

Dirección: Av. El Porvenir y los Laureles s/n (Esquina)

RUC: 1160034060001

3	2027	0.075	38	4	10	0
4	2028	0.075	38	4	10	0
5	2029	0.075	38	4	10	0
6	2030	0.075	38	4	10	0
7	2031	0.075	39	5	11	1
8	2032	0.075	39	5	11	1
9	2033	0.075	39	5	11	1
10	2034	0.075	39	5	11	1
11	2035	0.075	39	5	11	1
12	2036	0.075	39	5	11	1
13	2037	0.075	39	5	11	1
14	2038	0.075	39	5	11	1
15	2039	0.075	39	5	11	1
16	2040	0.075	39	5	11	1
17	2041	0.075	39	5	11	1
18	2042	0.075	39	5	11	1
19	2043	0.075	39	5	11	1
20	2044	0.075	40	6	12	2

Tabla 17. Cálculo de costo anual del ahorro de tiempo

CANTIDAD DE PASAJEROS EN LIVIANOS	4
CANTIDAD DE PASAJEROS EN BUSES	30
CANTIDAD DE PASAJEROS EN 2 EJES	3
CANTIDAD DE PASAJEROS EN 3 EJES	3
COSTO POR SEGUNDO (CGE)	0.029

n	AÑO	TASA	TPDA futuro				COSTO ANUAL DE OPERACIÓN			
			LIVIANO S	BUSE S	2 EJES	3 EJES	LIVIANO S	BUSE S	2 EJES	3 EJES
0	2024	0.075	38	4	10	1	1655.02	1306.60	326.65	32.66
1	2025	0.075	38	4	10	1	1658.29	1331.10	329.10	32.66
2	2026	0.075	38	4	10	1	1661.56	1355.60	331.55	32.66
3	2027	0.075	38	4	10	1	1664.82	1380.09	334.00	32.66
4	2028	0.075	38	4	10	1	1668.09	1404.59	336.45	32.66
5	2029	0.075	38	4	10	1	1671.36	1429.09	338.90	32.66
6	2030	0.075	38	4	10	1	1674.62	1453.59	341.35	32.66
7	2031	0.075	39	5	11	1	1677.89	1478.09	343.80	17.15
8	2032	0.075	39	5	11	1	1681.16	1502.59	346.25	19.60
9	2033	0.075	39	5	11	1	1684.42	1527.09	348.70	22.05
10	2034	0.075	39	5	11	1	1687.69	1551.58	351.15	24.50





**GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO
PARROQUIAL RURAL EL PORVENIR DEL CARMEN**

Dirección: Av. El Porvenir y los Laureles s/n (Esquina)

RUC: 1160034060001

11	2035	0.075	39	5	11	1	1690.96	1576.08	353.60	26.95
12	2036	0.075	39	5	11	1	1694.22	1600.58	356.05	29.40
13	2037	0.075	39	5	11	1	1697.49	1625.08	358.50	31.85
14	2038	0.075	39	5	11	1	1700.75	1649.58	360.95	34.30
15	2039	0.075	39	5	11	1	1704.02	1674.08	363.40	36.75
16	2040	0.075	39	5	11	1	1707.29	1698.58	365.85	39.20
17	2041	0.075	39	5	11	1	1710.55	1723.08	368.30	41.65
18	2042	0.075	39	5	11	1	1713.82	1747.57	370.75	44.10
19	2043	0.075	39	5	11	1	1717.09	1772.07	373.20	46.55
20	2044	0.075	40	6	12	2	1720.35	1796.57	375.65	49.00

Además, la quebrada en temporada invernal tiende a tener crecidas de gran magnitud impidiendo el paso hacia la ciudad de Valladolid, Palanda o Loja. Lo que provoca que los ganaderos, agricultores y personas en general no puedan sacar sus productos. Usualmente gracias al GAD cantonal o al GAD Provincial estos sucesos tienden a solucionarse dentro de las primeras 48 horas. Por lo tanto, en promedio se tiene paso interrumpido de al menos 24 horas suscitándose este evento en promedio dos veces al año.

El costo horario establecido por el estado es de \$4.14 y al no poder pasar un día entero este valor se multiplicará por las 8 horas hábiles dando un resultado de \$33.12.





**GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO
PARROQUIAL RURAL EL PORVENIR DEL CARMEN**

Dirección: Av. El Porvenir y los Laureles s/n (Esquina)

RUC: 1160034060001

Tabla 18. Cálculo de costo por crecidas de la quebrada Paredones.

CANTIDAD DE PASAJEROS EN LIVIANOS	4
CANTIDAD DE PASAJEROS EN BUSES	30
CANTIDAD DE PASAJEROS EN 2 EJES	3
CANTIDAD DE PASAJEROS EN 3 EJES	3
COSTO POR SEGUNDO (CGE)	33.12

n	AÑO	TASA	TPDA futuro				COSTO ANUAL DE OPERACIÓN			
			LIVIANOS	BUSES	2 EJES	3 EJES	LIVIANOS	BUSES	2 EJES	3 EJES
0	2024	0.075	38	4	10	1	10068.48	7948.80	1987.20	198.72
1	2025	0.075	38	4	10	1	10088.35	8097.84	2002.10	198.72
2	2026	0.075	38	4	10	1	10108.22	8246.88	2017.01	198.72
3	2027	0.075	38	4	10	1	10128.10	8395.92	2031.91	198.72
4	2028	0.075	38	4	10	1	10147.97	8544.96	2046.82	198.72
5	2029	0.075	38	4	10	1	10167.84	8694.00	2061.72	198.72
6	2030	0.075	38	4	10	1	10187.71	8843.04	2076.62	198.72
7	2031	0.075	39	5	11	1	10207.58	8992.08	2091.53	104.33
8	2032	0.075	39	5	11	1	10227.46	9141.12	2106.43	119.23
9	2033	0.075	39	5	11	1	10247.33	9290.16	2121.34	134.14
10	2034	0.075	39	5	11	1	10267.20	9439.20	2136.24	149.04
11	2035	0.075	39	5	11	1	10287.07	9588.24	2151.14	163.94
12	2036	0.075	39	5	11	1	10306.94	9737.28	2166.05	178.85
13	2037	0.075	39	5	11	1	10326.82	9886.32	2180.95	193.75
14	2038	0.075	39	5	11	1	10346.69	10035.36	2195.86	208.66
15	2039	0.075	39	5	11	1	10366.56	10184.40	2210.76	223.56
16	2040	0.075	39	5	11	1	10386.43	10333.44	2225.66	238.46
17	2041	0.075	39	5	11	1	10406.30	10482.48	2240.57	253.37
18	2042	0.075	39	5	11	1	10426.18	10631.52	2255.47	268.27
19	2043	0.075	39	5	11	1	10446.05	10780.56	2270.38	283.18
20	2044	0.075	40	6	12	2	10465.92	10929.60	2285.28	298.08





GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO
PARROQUIAL RURAL EL PORVENIR DEL CARMEN



Dirección: Av. El Porvenir y los Laureles s/n (Esquina)
RUC: 1160034060001

Período	Año 0	Año 1	Año 2	Año 3	Año 4	Año 5	Año 6	Año 7	Año 8	Año 9	Año 10	Año 11	Año 12	Año 13	Año 14	Año 15	Año 16	Año 17	Año 18	Año 19	Año 20
Año	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044
Población real atendida (2024 - 2044)	4444	4446	4449	4452	4454	4456	4460	4463	4465	4468	4471	4473	4475	4479	4482	4484	4487	4489	4492	4495	
BENEFICIOS (US\$ Corrientes) (a)	23,524.14	23,738.17	23,952.20	24,166.23	24,380.26	24,594.29	24,808.32	24,912.45	25,143.83	25,375.22	25,606.60	25,837.99	26,069.37	26,300.76	26,532.14	26,763.53	26,994.91	27,226.30	27,457.68	27,689.07	27,920.45
<i>Sociales y Económicos (detallar)</i>	23,524.14	23,738.17	23,952.20	24,166.23	24,380.26	24,594.29	24,808.32	24,912.45	25,143.83	25,375.22	25,606.60	25,837.99	26,069.37	26,300.76	26,532.14	26,763.53	26,994.91	27,226.30	27,457.68	27,689.07	27,920.45
<i>Ingresos</i>																					
BENEFICIO DE AHORRO DE TIEMPO LIVIANOS	1,655.02	1,658.29	1,661.56	1,664.82	1,668.09	1,671.36	1,674.62	1,677.89	1,681.16	1,684.42	1,687.69	1,690.96	1,694.22	1,697.49	1,700.75	1,704.02	1,707.29	1,710.55	1,713.82	1,717.09	1,720.35
BENEFICIO DE AHORRO DE TIEMPO BUSES	1,306.60	1,331.10	1,355.60	1,380.09	1,404.59	1,429.09	1,453.59	1,478.09	1,502.59	1,527.09	1,551.58	1,576.08	1,600.58	1,625.08	1,649.58	1,674.08	1,698.58	1,723.08	1,747.57	1,772.07	1,796.57
BENEFICIO DE AHORRO DE TIEMPO 2 EJES	326.65	329.10	331.55	334.00	336.45	338.90	341.35	343.80	346.25	348.70	351.15	353.60	356.05	358.50	360.95	363.40	365.85	368.30	370.75	373.20	375.65
BENEFICIO DE AHORRO DE TIEMPO 3 EJES	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66	32.66
BENEFICIO DEL COSTO EVITADO POR CRECIDAS	20203.2	20387.016	20570.832	20754.648	20938.464	21122.28	21306.096	21395.52	21594.24	21792.96	21991.68	22190.4	22389.12	22587.84	22786.56	22985.28	23184	23382.72	23581.44	23780.16	23978.88
EGRESOS (b)	137,056.49	773.14	773.49	773.83	774.18	774.53	774.87	775.22	775.57	775.91	776.26	776.61	776.96	777.31	777.66	778.01	778.36	778.72	779.07	779.42	779.77
INVERSIÓN	137,056.49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Inversión de la infraestructura	115,663.39	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fiscalización	6,708.48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
IVA	14,684.62	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	-	773.14	773.49	773.83	774.18	774.53	774.87	775.22	775.57	775.91	776.26	776.61	776.96	777.31	777.66	778.01	778.36	778.72	779.07	779.42	779.77
<i>Gastos Operativos</i>	-	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20
1.1. Operador	-	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20	515.20
<i>Gastos de Mantenimiento</i>	-	257.94	258.29	258.63	258.98	259.33	259.67	260.02	260.37	260.71	261.06	261.41	261.76	262.11	262.46	262.81	263.16	263.52	263.87	264.22	264.57
2.2. Adquisición de Herramientas menores (BROCHAS)	-	11.21	11.23	11.24	11.26	11.28	11.29	11.31	11.32	11.34	11.35	11.37	11.38	11.40	11.41	11.43	11.44	11.46	11.47	11.49	11.50
2.2. Adquisición de Herramientas menores (RODILLOS)	-	22.43	22.46	22.49	22.52	22.55	22.58	22.61	22.64	22.67	22.70	22.73	22.76	22.79	22.82	22.85	22.88	22.91	22.94	22.98	23.01
2.2. Adquisición de MATERIALES menores (PINTURA)	-	224.30	224.60	224.90	225.20	225.50	225.80	226.10	226.41	226.71	227.01	227.31	227.62	227.92	228.23	228.53	228.84	229.14	229.45	229.76	230.06
<i>Gastos Administrativos</i>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3.1 Papelerías y otros	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FLUJO DE CAJA (a-b)	(113,532.35)	22,965.02	23,178.71	23,392.40	23,606.08	23,819.77	24,033.45	24,137.23	24,368.26	24,599.30	24,830.34	25,061.37	25,292.41	25,523.44	25,754.48	25,985.51	26,216.55	26,447.58	26,678.61	26,909.64	27,140.68

PARÁMETROS

Tasa de descuento	12%
VAN	67,519.11
TIR	20.54%
B/C	1.47



☎ 073040751-073125808

🌐 www.gadelporvenirdelcarmen.gob.ec

📌 [gadparroquialelporvenirdelcarmen](https://www.facebook.com/gadparroquialelporvenirdelcarmen)



8.5 Conclusiones

- **Finalmente** se puede determinar con el análisis económico que el puente tendrá rentabilidad en 20 años ya te tiene múltiples beneficios ante la población.
- La relación beneficio costo es de 1.47 es altamente significativo demostrando que el puente deberá ser considerada su construcción.
- La construcción del puente permitirá a todos los usuarios ahorra tiempo y dinero por costos evitados.

9. BIBLIOGRAFÍA

- 1.- AASHTO. (2014). *AASHTO LRFD BRIDGE (Desing and especification)*. USA.
- 2.- FHWA/ National Highway Institute Washington, DC. (2003). *LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge*. USA.
- 3.- Vinueza Moreno, J. M., (2015). "Nuevas Metodologías para el Diseño de Puentes aplicando al pórtico de acero con columnas inclinadas". Quito, Ecuador.
- 4.- AISC. Specification for Structural Steel Buildings, 2010, 612 p
- 5.- MSc. Ing. Rodríguez Serquén, A. (Abril de 2016). Puentes con AASHTO-LRFD 2014 (7th Edition). Perú.
- 6.- Vallecilla, C. R. (2006). "Manual de Puentes en Concreto Reforzado", Colombia.
- 7.- Cuenca Jaramillo, L. A., & Vargas Paz, J. C. (22 de mayo de 2017). "Diseño del Puente Vehicular en Hormigón Armado sobre el río La Roca, recinto San Bernabé,". San Miguel de los Bancos, Pichincha, Ecuador.
- 8.- MOP-001-F (2002). ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCION DE CAMINOS Y PUENTES". ECUADOR.
- 9.- CATALOGO COMPOSAN. JUNTAS PARA PUENTES.

Ing. Jessica Uchuari Castillo

TÉCNICO DE PROYECTOS

