

1.1. ANTECEDENTES

La carretera actual forma parte de la Red Fundamental de Carreteras (Ruta N° 11), que vincula el Departamento de Tarija con el Paraguay, existiendo también caminos de tierra que unen las poblaciones de Palos Blancos-Puerto Margarita-Kumandaroty-Yumbia, con difícil acceso y transitabilidad aunque en los últimos años el mantenimiento de esta ruta es realizado por las empresas petroleras, no se garantiza la transitabilidad en el tramo Yumbia- La Central, por otro lado se conoce que la Subgobernación de la provincia O`Connor está realizando estudios para asfaltar los tramos pertenecientes a su territorios que comprenden hasta la comunidad de Tentaguazu que se encuentra adyacente a la comunidad de Yumbia separadas por el río Pilcomayo en un punto donde se prevé la construcción de un puente, de esta manera la construcción de esta carretera vincularía desde Yumbia a La Central.

El tramo vial Yumbia-La Central se encuentra en la Tercera Sección de la Provincia Gran Chaco del Departamento de Tarija, tiene inicio en la localidad de Yumbia, dirigiéndose hacia el noreste para seguir en dirección hacia Kumandaroty y luego al este para pasar por la serranía de Caipipendi y llegar a La Central. por lo que su estudio corresponde al gobierno autónomo del chaco Tarijeño por medio de la unidad desconcentrada SEDECA Villa Montes cuya institución será la beneficiada con el presente estudio para que pueda disponer su ejecución una vez concluido, el mismo que cuenta con una longitud aproximada de 70 km, el transporte pesado en este sector, adquiere vital importancia debido a que este tipo de transporte es la principal fuente de abastecimiento de alimentos y otros materiales para las poblaciones intermedias que se encuentran desde Tarija hacia Villa Montes y otros puntos limítrofes, además de ser un punto estratégico dentro del Territorio Tarijeño por ende Boliviano, dado que es la zona gasífera del departamento y del país, esto hará considerar aspectos para la proyección de la demanda de transporte dentro de la nueva ruta establecida en el Proyecto que abarca un área de influencia con comunidades situadas en dos provincias Yumbia, Kumandaroty, Sabalo, La Central, Puerto Margarita, Ibopeiti,

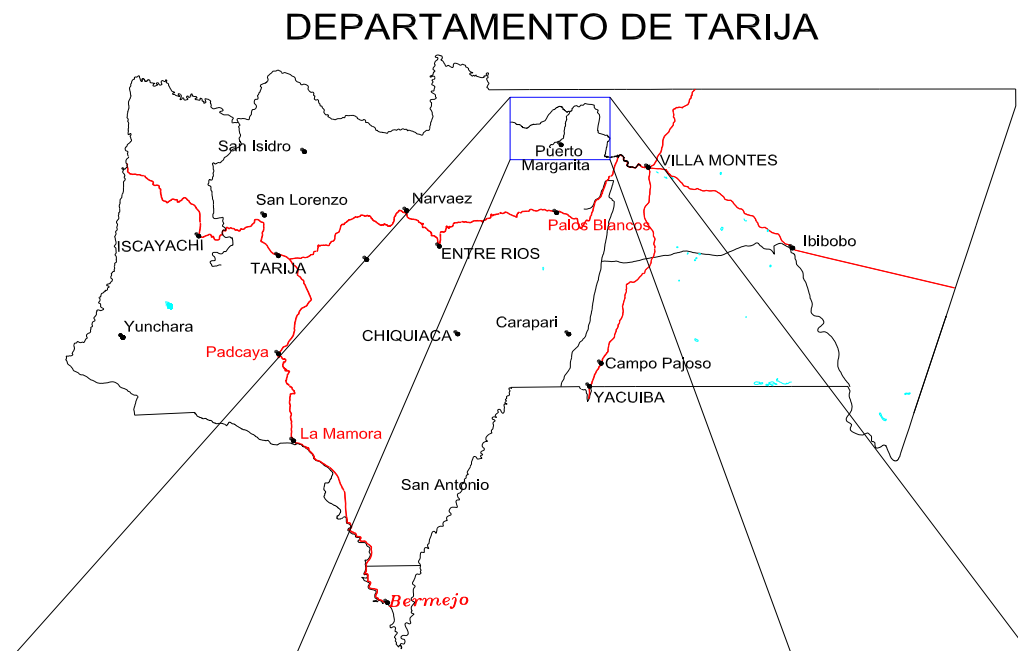
Casa Alta, (Provincia Gran Chaco); Tentaguazu, Tentapiau, Ibisonso, Timboy (Provincia O'Connor).

El Tramo que corresponde desde La Central Hasta la serranía Caipipendi actualmente es de tierra con carpeta de grava, con un ancho de plataforma que oscila entre 4 a 6m, no cuenta con obras de arte mayor, excepto del puente sábaló, que habría que analizar qué solución dar, ya que actualmente es de un solo carril. Este tramo presenta deficiencias en obras de arte menor y por ende en época de lluvias no es transitable en el paso de las quebradas, a partir de este punto no existe camino ya que se encuentra a los pies de la serranía Caipipendi, continuamos nuevamente con un camino ripiado a partir de una comunidad denominada villa mercedes hasta kumandaroty y unos kilómetros más hasta los accesos a los pozos petroleros con un ancho de plataforma de seis metros aproximadamente que luego va disminuyendo y de la misma manera la calidad del ripiado existiendo partes que se vuelven intransitables en época de lluvia hasta la comunidad de Yumbia donde termina el camino, también hay que señalar que no existen cunetas y las alcantarillas de drenaje se encuentran colapsadas y sin mantenimiento en algunos casos ya no están funcionando, también se observa badenes a lo largo de los cursos de agua y un puente de estructura metálica con vigas de madera cerca de kumandaroty y en cuanto a la señalización se observa que las empresas petroleras pusieron señales restrictivas y preventivas en toda esta zona excepto en los últimos kilómetros antes de llegar a Yumbia donde ya no se observan instalaciones de estas empresas.

En cuanto al ámbito social el Proyecto se desarrolla en las comunidades de, Ibopeiti Kumandaroty, Sábaló, La Central, por citar a las más importantes y se desarrolla sobre una topografía ondulada a montañosa, en cuanto condiciones climatológicas las temperaturas altas son superiores a los 38 °C y se presentan constantes lluvias en el sector de Yumbia – Kumandaroty durante los primeros meses del año, la humedad relativa no presenta grandes cambios respecto a su media anual a lo largo de la zona en estudio, observando un valor que ronda el 70% como promedio de las estaciones analizadas, Los vientos en la zona no son de magnitud considerable, se producen

velocidades promedio de alrededor de 6.7 km/h, claramente se nota que los puntos situados a mayor altitud, registran una mayor intensidad y velocidad del viento, al mismo tiempo la dirección Sur – Norte y viceversa es una consecuencia directa de la orientación de las Serranía de Aguaragüe y de Caipipendi, que crean en su entorno un corredor y las precipitaciones ocurren normalmente entre octubre y marzo.

GRAFICO 1 UBICACIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO EN EL ENTORNO DEPARTAMENTAL.



1.2. SITUACION PROBLEMÁTICA

Se definieron aspectos técnicos generales, como el tráfico que presenta problemas en época de lluvia por razones de inestabilidad y falta de condiciones mínimas de la actual ruta, costos de transporte altos que afectan directamente en las débiles economías de los habitantes del área, y por último, la existencia de una economía regional baja con relación a las posibilidades de desarrollo de la zona. Siendo muy importante considerar que la falta de una sólida infraestructura caminera o el mal estado de la ruta existente. Considerando que esta vía Yumbia – La Central mejora en tiempo y seguridad llegar hacia el Chaco Tarijeño, por la precariedad de la ruta y la inexistencia de tramos menores se desalienta totalmente la producción y posterior

comercialización de productos agropecuarios, hechos que inciden directamente en la elevación de precios por la carencia de productos en los mercados regionales.

1.3. JUSTIFICACION

en la actualidad en lo que refiere a esta parte del chaco tarijeño no existe una carretera asfaltada que brinde condiciones adecuadas para la circulación de los vehículos por lo que esta zona se encuentra marginada dentro del departamento, situación que no es comprensible por los comunarios al concentrarse la parte de la riqueza de hidrocarburiífera de Tarija y por ende de Bolivia en estos territorios comprendidos desde Sabalo , San Antonio, Puerto Margarita en el este y más al norte casa alta y kumandaroty donde se ubican los pozos gasíferos de denominación (x1,x2,...Xn) , por lo que constantemente se realizan reclamos a las autoridades tanto provinciales como departamentales para que se realice el estudio y posterior construcción de una vía asfaltada lo antes posible como una manera de compensar los recursos que están siendo extraídos y los daños que conlleva la explotación de estos.

El ESTUDIO DE DISEÑO FINAL DE INGENIERÍA DEL TRAMO YUMBIA LA CENTRAL constituirá la solución a las dificultades que se presentan en el tráfico vehicular y de personas en épocas de lluvias, debido al mal estado de la ruta y la falta de una carpeta rígida que proteja de los efectos provocados por el estancamiento y movimiento del agua de lluvia. Este camino vinculará permanentemente a las comunidades del área del proyecto con el resto del departamento y los mercados naturales para su producción. La construcción de este camino permitirá tener seguridad en el transporte de los productos al mercado, situación que permitirá un incremento del área cultivada, como la adopción de tecnologías que permitan un sustancial aumento en la productividad, mejorando por ende la calidad de vida de los agricultores de la zona.

Por otro lado, la construcción de esta vía, permitirá que los agricultores den mayor valor a los recursos naturales, ya que de ellos depende su propia subsistencia, en este sentido el impacto ambiental de la ejecución del proyecto será positivo.

Si se dan las posibilidades de dotar de infraestructura y mejoras tecnológicas al área analizada, la superficie actualmente destinada a la explotación del sector agropecuario podrá incrementarse en términos de superficie, calidad, volúmenes producidos, aspectos que permiten afirmar que el presente Estudio, tiene una relación directa con el desarrollo socioeconómico de la región considerada.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

- *Realizar el mejoramiento del camino actual que existe desde la comunidad de La Central hasta el ingreso a los posos gasíferos de Sábalo con una longitud aproximada de seis kilómetros comprendido en el Tramo La Central-Yumbia mediante un completo diseño de Ingeniería.*

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- *Realizar una recopilación de datos e información previamente de diferentes instituciones tanto departamentales como nacionales.*
- *Realizar el levantamiento de Topográfico del tramo Yumbia-La Central para determinar el diseño geométrico más apropiado para la zona.*
- *Determinar el Trafico Promedio Diario Anual la realización de conteos vehiculares ubicando estaciones en Palos Blancos, La central y Kumandaroty con un estudio de cargas mediante encuestas de origen y destino para la determinación de ejes equivalentes y posterior diseño de pavimentos y además un Estudio de costos operacionales de los diferentes tipos de vehículos para determinar beneficios y costos.*
- *Obtención de muestras y Realización de un estudio Geotécnico en el tramo Yumbia – La Central y la identificación del tipo de suelo y características de la zona.*
- *Realización del estudio Hidrológico y de cuencas correspondientes al área por donde pasara el trazo de la carretera.*
- *Realización del Diseño Hidráulico que determinara las dimensiones de las obras de arte menor en base al estudio hidrológico.*

- *Realización del Diseño Geométrico de la carretera con sus respectivos alineamientos*
- *Elaboración del Diseño del paquete estructural y el pavimento.*
- *Presentación de los cómputos métricos y presupuesto del tramo de carretera Yumbia-La central.*
- *Dibujo de los planos resultado de los diseños que se realizaran.*
- *Establecer las conclusiones y recomendaciones*

1.5. ALCANCE

Dentro de la realización de estudio a Diseño Final llevaremos a cabo actividades de inspección y reconocimiento de campo para luego mediante estudios más a fondo en gabinete obtener el relieve topográfico de la zona y en base a estas curvas de nivel procesadas en gabinete se podrá llegar a analizar las ventajas y desventajas de las alternativas planteadas en el Diseño Geométrico de la Carretera con alineaciones planimétricas y altimétricas, Al realizar un estudio hidrológico completo de las distintas cuencas q llevan sus cursos de agua hacia la plataforma de la carretera considerando las estaciones pluviométricas de Timboy, Palos Blancos, Villa montes se encontraran los caudales máximos para distintos periodos de retorno y de esta manera determinaremos las dimensiones de cada una de las cunetas y alcantarillas del sistema de drenaje de la carretera para considerar si fuera necesario la construcción de obras de arte menor o mayor, estas ubicaciones y trazos preliminares los haremos tomando en cuenta el tipo de suelo , características y la geología de la zona para de esta manera obtener el mejor trazo posible con los conocimientos adquiridos, por otro lado en cuanto se refiere al diseño del paquete estructural realizaremos aforos vehiculares y encuestas de origen destino para determinar los ejes equivalentes y a su vez los espesores de las diferentes capas de la carpeta considerando todas aquellas variables q influyan en cuidar de la vida útil de la carretera, considerando la mejor opción para el tipo de suelo que tenemos en esta zona y demostraremos la alternativa elegida con un análisis de costos y presupuestos de obra derivados del análisis de precios unitarios.

1.6. MEDIOS

- *Registros históricos de aforo de la ruta F11 Tarija – Villa Montes.*
- *Cartas del IGM en digital a escala 1:50.000.*
- *Registros de precipitación del SENAMHI*
- *Prismas y Estación Total moderna con tecnología láser.*
- *GPS sistema de posicionamiento global, pintura y estacas.*
- *Palas y picotas para la excavación de pozos de exploracion.*
- *Tamices, balanzas, moldes, hornos y demás utensilios de laboratorio de suelos.*
- *Planillas de aforos y para encuestas de origen destino respectivamente.*
- *Programa computacional AUTOCAD LAND.*
- *Programa computacional DIPAV*
- *Programa computacional HDM4.*
- *Programa computacional Excel.*
- *Programa computacional Global Mapper*

1.7. METODOLOGIA

Estudio Topográfico

El levantamiento topográfico será en una franja de terreno cuyo ancho mínimo será de 50m Las referencias topográficas se realizarán en el sistema de coordenadas “Transversal de Mercator” (UTM) según el datúm WGS 84. La poligonal base estará constituida por vértices indicados con estacas que serán puntos de control y cierre de los trabajos topográficos que posteriormente se lleven a cabo en el Diseño Final, estos puntos estarán colocados cada 1 Km, la poligonal base será densificada posteriormente por puntos cercanos al eje definitivo espaciados cada 2 Km. Todos los puntos importantes del eje de diseño como ser BM serán debidamente ubicados con un GPS. Para los trabajos de topografía se utilizarán equipos adecuados para obtener datos precisos y exactos. Las estaciones totales electrónicas serán la base de la planialtimetría de la vía y las secciones transversales serán efectuadas con niveles.

Todo punto de referencia como BMs será bien ubicados y se tratará de que los mismos estén alejados del área que será afectada en la construcción.

Estudio Hidrológico

El estudio hidrológico se realizara en base a los registros pluviométricos existentes en el área de influencia del proyecto. Los caudales de aporte de las cuencas está en función de los registros históricos de descargas y/o precipitaciones. Por ello, la determinación de los diagramas de escorrentía se realizará en base al análisis de estas variables, y en las que no hubiera datos se extrapolara información de cuenca vecinas. Las cuencas que cuentan con información suficiente serán analizadas para sus eventos extremos, mediante curvas estocásticas. En especial, se determinarán las curvas de probabilidad pluviométrica que corresponden a la zona pluviométrica de lluvias breves de fuerte intensidad y de breve duración. Con los caudales calculados serán calculados por el método racional para cada uno de las cuencas de escurrimiento, tendremos los elementos necesarios para el diseño de las diferentes obras hidráulicas, además se diseñará obras de arte si fuera necesario, en relación al diseño hidrológico característico de las áreas donde se emplaza el proyecto vial. En este estudio se evaluará: El caudal de diseño, el tirante normal y máximo de aguas.

Estudio Geotécnico

Para el Estudio geotécnico, de suelos y materiales de construcción se realizaran prospecciones y tomas de muestras cada 1.000m sobre trazo existente. La totalidad de las muestras que se obtengan anteriormente serán procesadas en el laboratorio de mecánica de suelos de la universidad, con el propósito de clasificar los suelos o materiales investigados, proporcionando un nivel de referencia que, conjuntamente con los otros trabajos de laboratorio, permitirán definir el comportamiento mecánico del terreno afectado directamente o indirectamente por la vía.

Los ensayos que serán realizados en laboratorio los nombramos a continuación solo como referencia y no con carácter limitativo:

a) *Determinación de la humedad natural según ASTM 0 - 2216 –71*

b) *Determinación de la distribución granulométrica de las partículas del suelo por la vía del tamizado, según AASHTO T87-70; AASTHO T88-70 y ASTM D 422 - 63.*

c) *Clasificación de materiales con Índice de grupo, Método AASHTO y Unificado,*

d) *Densidad natural,*

e) *CBR*

f) *Ensayo de desgaste los Ángeles*

Estudio de Tráfico

En cuanto al estudio de tráfico Se realizarán estudios de:

- *Conteos y/o Aforos de clasificación del tráfico*
- *Estudios de origen y destino.*

Los conteos de clasificación del tráfico se ejecutarán desde el costado del camino actual, por medio de personal adecuadamente entrenado, ubicado en estaciones estratégicamente seleccionadas a objeto de captar tanto los cambios volumétricos como la composición vehicular que utilizan el tramo carretero. La duración de los conteos será de 24 horas diarias, en no menos de 7 días. Los días de conteo serán convenientemente elegidos de manera de obtener una muestra representativa de las variaciones semanales y estacionales de los flujos vehiculares. Inicialmente se considerarán por lo menos los siguientes doce tipos de vehículos recomendados por la ABC:

1	<i>Automóvil, vagoneta y jeep</i>	7	<i>Camión mediano</i>
2	<i>Camioneta</i>	8	<i>Camión Grande dos ejes</i>
3	<i>Minibús</i>	9	<i>Camión grande tres ejes</i>
4	<i>Microbús</i>	10	<i>Camión Semirremolque</i>
5	<i>Bus medianos</i>	11	<i>Camión con remolque</i>
6	<i>Bus Grandes</i>	12	<i>Otros Vehículos</i>

Estudios de origen y destino

Se realizará las encuestas Origen/Destino por el método de entrevista en el costado del camino. Las encuestas serán realizadas por personal previamente entrenado,

supervisado y en número suficiente como para permitir un registro adecuado de la información. La ubicación de las estaciones de entrevista será cuidadosamente elegida como para captar los cambios de origen y destino según tipo de vehículo. Se ejecutarán durante 24 horas al día por 7 días consecutivos en cada estación. El procesamiento de los datos así obtenidos proporcionará información relativa a las cantidades y tipos de carga transportados, número de pasajeros, objeto del viaje, etc, por tipo de vehículo. También permitirá establecer la delimitación del área de influencia del proyecto.

El procesamiento de los datos nos proporcionará información relativa a:

- *Sentido de viaje*
- *Tipo de vehículos*
- *Configuración de ejes de los camiones*
- *Tipo de combustible utilizado*
- *El origen y destino de los viajes*
- *Motivo de viaje*
- *Tipo de servicio*
- *Capacidad de carga de los camiones*
- *Total de carga transportada*
- *Tipo de carga transportada*

El procesamiento de los datos así obtenidos proporcionará información que permita construir como mínimo las siguientes matrices de orígenes y destinos:

- *Por tipo de vehículo por sentido de viaje*
- *Por tipo de servicio por sentido de viaje*
- *Tipo de Carga transportada por sentido de viaje*
- *Capacidad disponible y porcentaje de utilización*
- *De pasajeros en general por sentido de viaje*
- *Flujo de camiones por intervalos de capacidad*
- *Flujo de vehículos de pasajeros por intervalos de capacidad*
- *Motivo de viaje de los diferentes tipos de vehículos*

Tráfico generado *Se establecerá el tráfico que se generará con la ejecución del Proyecto.*

Trafico atraído *En base a las encuestas y otros análisis complementarios se establecerán el tráfico atraído de otros modos de transporte.*

Trafico desviado *Se evaluará rutas alternativas que en base a un análisis de costos de transporte, puedan establecerse asignaciones de tráfico entre rutas alternativas.*

Trafico de desarrollo *Se determinará en base al análisis socioeconómico del área de influencia del proyecto. Las tasas de crecimiento para el tráfico estarán correlacionadas con el análisis econométrico y/o regresiones de las variables de transporte relacionadas con el proyecto o como producto de los modelos de asignación utilizados en el estudio de la demanda.*

En base a los análisis precedentes y estudios de las variables del sector Parque vehicular, consumo de combustibles y otros se establecerá el TPDA base, proyecciones, tráfico atraído, desviado, generado y de desarrollo.

Para poder tener el valor del Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) es necesario conocer la información estadística del tráfico en la zona, la misma que será complementada con encuestas de orígenes - destinos, conteo de clasificación de vehículos, estudio de velocidades para los diferentes vehículos tipo, que serán realizadas por personal adecuadamente entrenado, ubicados en estaciones estratégicamente seleccionadas, a objeto de captar tanto los cambios volumétricos como la composición vehicular durante 7 días continuos y durante las 24 horas del día a la entrada y salida sobre la Ruta y en puntos intermedios donde exista caminos importantes que crucen con la vía, lo que permitirá establecer el volumen y la composición del tráfico local y/o de larga distancia a ser considerados en la actualización de los indicadores de rentabilidad económica.

Determinación de Costos y Beneficios

Definidas las categorías vehiculares que circularán por la carretera, y las medidas y análisis de las velocidades para cada tipo de vehículo, será posible definir los tiempos

de viaje en los tramos que se tiene camino, considerando también el doble recorrido de una punta a otra de la carretera y la influencia que pueden tener sobre los diferentes tipos de vehículos mediante la utilización del programa HDM4.

Cálculo de los volúmenes de obra, análisis de precios unitarios; presupuestos.

En base al diseño final de todas las obras que contempla la carretera, se realizarán los sucesivos cálculos de los volúmenes de obra, los mismos que serán agrupados en ítems que permitirán posteriormente la conformación de precios unitarios.

Estos volúmenes corresponden al movimiento de tierras, volúmenes de corte y relleno, materiales granulares para base y sub base, capas de rodadura, volúmenes de las estructuras de las obras de arte principales y secundarias, carteles de señalización, parapetos, etc.

De acuerdo con los planos del diseño, se procederá con la determinación de los ítems de obra y para cada ítem se procederá a la definición de los precios unitarios donde se considerará el rendimiento individual y de grupo, el análisis de los precios unitarios de posesión – operación de maquinaria y la mano de obra considerando la estructura salarial de los diferentes niveles de mano de obra a ser utilizada en la construcción y por último se elaborará el presupuesto estimado de construcción del proyecto.

1.8. PARAMETROS DE DISEÑO DEL PROYECTO (RESUMEN)

Tabla 1 RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS DE LA CARRETERA

PARAMETROS DE DISEÑO	
Tipo de terreno	montañoso
Velocidad de diseño (km/h)	40
Radio mínimo (m)	50
Pendiente máxima (%)	8
Bermas mínimas a cada lado (m)	1.50
Ancho de carril (m)	3.65
Ancho de berma (m)	1.5
Peralte (%)	7
Bombeo (%)	2.5
Tipo de pavimento	Concreto asfáltico
Tránsito de diseño (TPDA)	483
Ejes Equivalentes	9,593,444.12

Fuente : Elaboración Propia

1.9. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

1.9.1. ALINEAMIENTOS

El trazo definitivo presenta ciertos cambios respecto al camino marcado, convirtiéndolo en un camino recto en las partes donde se vio posible el diseño de esta forma, cumpliendo con los parámetros de diseño geométrico respecto a los radios mínimos de curvatura, en estos seis kilómetros de carretera los radios de curvatura entre los 50 m y 100 m en su mayoría siendo solo algunas curvas que por las condiciones de la topografía se pudo trazar una de 400m , 300m , 220m , 200m , 170m , 160m y 150m. Otro dato importante es las curvas con radio de curvatura de 50m representan aproximadamente el 50 % de curvas de todo el trazo y por último se eligió esta alternativa de trazo porque reduce la longitud del actual camino y también menor longitud que la alternativa B que fue considerada en la etapa preliminar de este proyecto, por otro lado el trazo definitivo no afectará a las propiedades privadas, tampoco a los cultivos, no siendo necesario la expropiación de tierras que debe existir respecto al derecho de vía, o al menos en este tramo de la carretera.

Respecto al alineamiento vertical es necesario señalar que para que se respete la velocidad de diseño en este terreno montañoso fue necesario realizar grandes cortes en el trazo pero siempre cuidando de exceder ya el movimiento de tierras representa un factor fundamental dentro del costo del proyecto, por otro lado la pendiente máxima del proyecto que es de 8% solo se presenta en las progresivas 1+500 , 2+540 y 5+700 estando las longitudes con esta pendiente entre los 100 m aproximadamente lo cual no solo mantiene la velocidad de proyecto por encima de la mínima si no que la aumenta considerablemente ya que las demás pendientes del trazo en su mayoría están entre los 0.77% y 4 %.

1.9.2. ALTERNATIVAS DE PAVIMENTO

ALTERNATIVA A - Pavimento Rígido (Losas $e=246$ mm)

Recubrimiento de la superficie de la vía con una capa de cemento Portland de espesor 246 mm y capa base de 150 mm. Esta losa transmite directamente los esfuerzos al suelo

en una forma minimizada, es autoresistente y se usan juntas transversales aleatorias para soportar fenómenos de expansión, el proyecto costara 54,864,540.99 Bs.

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs.)
>	M01 - MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION				3,641,377.50
>	M02 - MOVIMIENTO DE TIERRAS Y ROCA				25,182,357.67
>	M03 - PAVIMENTO				14,094,933.71
>	M04 - DRENAJE				3,015,998.95
>	M05 - ESTRUCTURAS				7,723,564.80
>	M06 - OBRAS COMPLEMENTARIAS				600,418.58
>	M07 - TRABAJOS AMBIENTALES				45,283.61
>	M08 - SERVICIOS PARA EL INGENIERO				560,606.17
	Total presupuesto:				54,864,540.99

ALTERNATIVA B - Pavimento Flexible (Carpeta asfáltica e= 100 mm)

Recubrimiento de la superficie con una capa Asfáltica de 100 mm la cual es colocada sobre una capa base de 200 mm y una capa subbase de 440 mm. Su periodo de vida es de 10 a 15 años y tiene un costo inicial menor al pavimento rígido pero requiere mayor mantenimiento a lo largo de su vida útil, el proyecto costara 44,976,827.47 Bs.

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs.)
>	M01 - MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION				3,641,377.50
>	M02 - MOVIMIENTO DE TIERRAS Y ROCA				25,182,357.67
>	M03 - PAVIMENTO				4,089,375.39
>	M04 - DRENAJE				3,015,998.95
>	M05 - ESTRUCTURAS				7,723,564.80
>	M06 - OBRAS COMPLEMENTARIAS				600,418.58
>	M07 - TRABAJOS AMBIENTALES				45,283.61
>	M08 - SERVICIOS PARA EL INGENIERO				678,450.97
	Total presupuesto:				44,976,827.47

1.9.3. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA

De acuerdo a un análisis comparativo se ha elegido a la alternativa "B" como la más óptima debido a que el costo del proyecto es mucho menor respecto a la otra alternativa, su realización será factible de acuerdo a los recursos de la Subgobernación de Villa Montes y al ser una variante de la ruta fundamental F11 dentro del departamento de Tarija es necesario que lleve capa de rodadura de pavimento flexible por factores como el tránsito y la velocidad de proyecto que se requieren en carreteras que funcionan como corredor bioceánico.

2.1. ESTUDIOS PREVIOS

2.1.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

2.1.1.1. INSPECCION PREVIA

Los levantamientos topográficos ejecutados para el Diseño Final, han sido realizados con el detalle necesario para el diseño definitivo de las obras. Esta decisión fue tomada en consideración del corto tiempo disponible para atender la totalidad de los estudios involucrados en el proyecto, realizando para este cometido un viaje de inspección previa a la Comunidad de La Central para conocer y localizar los puntos más importantes que definirán el relieve del terreno.

Muchas veces obviado y siempre para mal. Si nos lo podemos permitir, antes de decidir qué aparatos alquilamos o cuánto personal contratamos, debemos ir a la zona a levantar. Nos tenemos que fijar en factores como:

- *Ondulaciones del terreno.*
- *Presencia de agua (regatos, ríos) y modos de vadearlo.*
- *Presencia de animales.*
- *Vallas, señales de propiedad.*

2.1.1.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Las actividades u operaciones necesarias para llevar a cabo el levantamiento topográfico, se dividen en dos áreas de trabajo, que son las siguientes:

- *En campo. Efectuadas directamente sobre el terreno, en las cuales se utilizan los instrumentos de medición al espacio físico.*
- *Oficina o Gabinete. Es el procesamiento de datos adquiridos en el campo.*

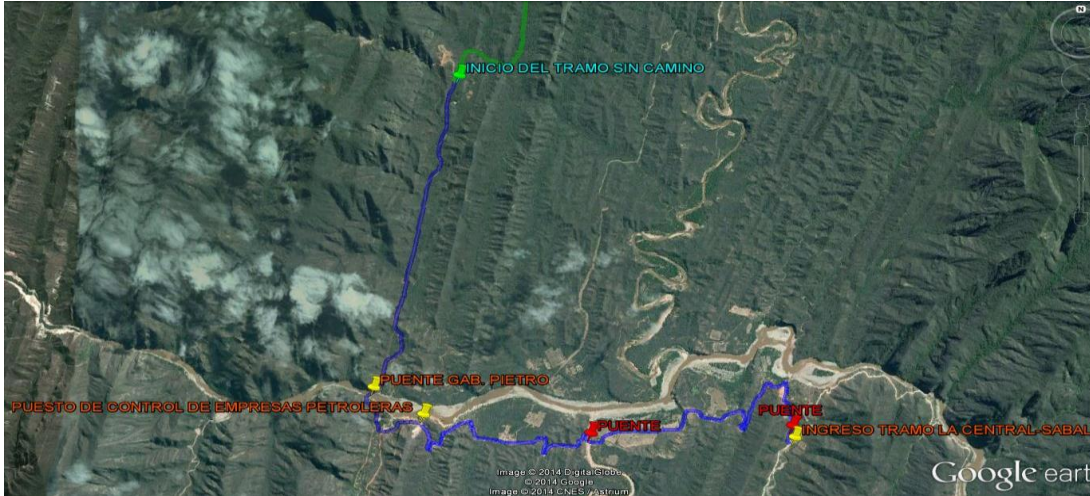
2.1.1.2.1. TRABAJO DE CAMPO

2.1.1.2.1.1. DETERMINACION DE LOS PUNTOS DE CONTROL

Con la adquisición de cartas geográficas actualizadas del IGM, referidas al área en estudio, a fin de ubicar y analizar en forma preliminar las alternativas de mejoramiento de la carretera a ser propuesta, se determina los puntos más

representativos dentro de la faja de influencia de la carretera trazando un posible eje en el software GOOGLE EARTH.

Ilustración 1 UBICACIÓN DEL TRAZO LA CENTRAL- SABALO



El cual permite obtener coordenadas UTM de cualquier parte del planeta y con la ayuda del software GPX EDITOR se conseguirá cargar dichos puntos a un GPS etrex30 el cual tiene una aplicación que permite promediar waypoints los anteriormente cargados para darle más exactitud a las coordenadas.

2.1.1.2.1.2. LEVANTAMIENTO DE LA FRANJA DE ESTUDIO

Se entiende por levantamiento Topográfico al conjunto de actividades que se realizan en el campo con el objeto de capturar la información necesaria que permita determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno, ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, con las cuales se obtiene la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra cuando así se requiera.

En el presente trabajo se propone al GPS y a la Estación Total como equipos topográficos a ser utilizados en el levantamiento.

2.1.1.2.2. TRABAJO DE GABINETE

2.1.1.2.2.1. PROCESAMIENTO Y AJUSTE DE DATOS

La teoría de la topografía se basa esencialmente en la Geometría Plana y del Espacio, Trigonometría y Matemáticas en general, los cuales actualmente son manejados mediante diferentes Software (programa).

Concluidas las operaciones en campo y con base a lo efectuado se realiza lo siguiente:

C.1 Descargar la información de los instrumentos a la computadora, por medio de un interfaz de comunicación y guárdelos en el disco duro, habilitando una carpeta específica para ello.

C.2 Ordenar los datos con código de leyenda y transfíerese al software, para manipular la información.

C.3 Proceda a calcular por medio del software, los siguientes parámetros:

- *Coordenadas UTM de todos los puntos corregidos*
- *Distancia entre puntos*
- *Ángulos entre dos alineamientos*
- *Dirección de un alineamiento con base en una línea tomada como referencia*

C.4 Confeccionar un plano o mapa a escala (representación gráfica o dibujo) de los puntos y objetos de los detalles levantados en el campo en el programa civil 3d con la creación de una superficie.

Esta información se muestra en el ANEXO LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.

2.1.2. ESTUDIO GEOLOGICO

El área de estudio por donde se desarrolla el trazo del eje de proyecto y el camino actual están inmersos dentro de la unidad morfo-estructural pertenecientes a la provincia fisiográfica del subandino. (Ver el mapa de provincias fisiográficas).

La faja sub andina está comprendida entre el bloque Andino por el oeste y la llanura chaco beniana por el este, bordeando el extremo oriental de Los Andes. Desde el punto de vista geomorfológico debe considerarse como una montaña plegada y corrida, generada por la orogenia andina y que está cortada transversalmente por ríos sobrepuestos (Rodrigo y Castaños, 1973). Se halla formada por serranías paralelas entre sí, tienen un rumbo SE-NW, formado por un codo caracterizado por una importante zona de transferencia de acortamiento (Baby 1994).

2.1.2.1. GEOLOGIA DE CARÁCTER REGIONAL

2.1.2.1.1. UNIDADES FISIOGRAFICAS Y GEOMORFOLOGICAS

En lo que respecta a las unidades geomorfológicas del área de estudio, se han identificado las siguientes unidades de paisaje:

2.1.2.1.1.1. SERRANIAS

Los suelos de las serranías del subandino son superficies con baja fertilidad y con uso en pastoreo de ganado bovino, tala selectiva y cultivos de maíz. En la Serranías dominan las pendientes fuertemente inclinadas y generalmente se presentan muchos afloramientos rocosos y mucha pedregosidad en la superficie. El grado de erosión que presentan es de carácter moderado y en algunos casos se presenta una erosión muy intensa en forma de surcos y cárcavas.

2.1.2.1.1.2. COLINAS

Los suelos de las colinas del subandino son poco profundos, bien drenados y con baja fertilidad, con uso agropecuario y agrosilvopastoril. Las colinas tienen pendientes inclinadas a escarpadas con mucha pedregosidad en la superficie y con un grado de erosión de forma moderada y con una erosión de forma laminar y en surcos.

2.1.2.1.1.3. VALLES

Los suelos de los valles del subandino son moderadamente profundos, bien drenados y con una fertilidad con uso agropecuario y silvopastoril (ganado bovino, caprino y cultivos de maíz). Los valles están conformados por terrazas aluviales y piedemontes casi planos a inclinados, de origen aluvial y coluvio-aluvial. Las evidencias de la erosión son nulas a ligeras. Se encuentran suelos moderadamente profundos, limitados por piedras con textura arenosa a franco-arcillosa, bien drenados. Presentan una fertilidad moderada.

2.1.2.1.1.4. PLANICIES

Los suelos de las planicies del subandino son moderadamente profundos, bien a imperfectamente drenados con una baja fertilidad, con uso agropecuario extensivo, agrosilvopastoril y silvopastoril. Está representada por planicies de erosión con pie de monte, con pendientes inclinadas a fuertemente onduladas, con presencia de

afloramientos rocosos y pedregosidad en la superficie. Las planicies presentan signos de erosión laminar y rasgos iniciales de formación de cárcavas, por lo general presenta un moderado a fuerte grado de erosión.

2.1.2.1.1.5. LLANURAS

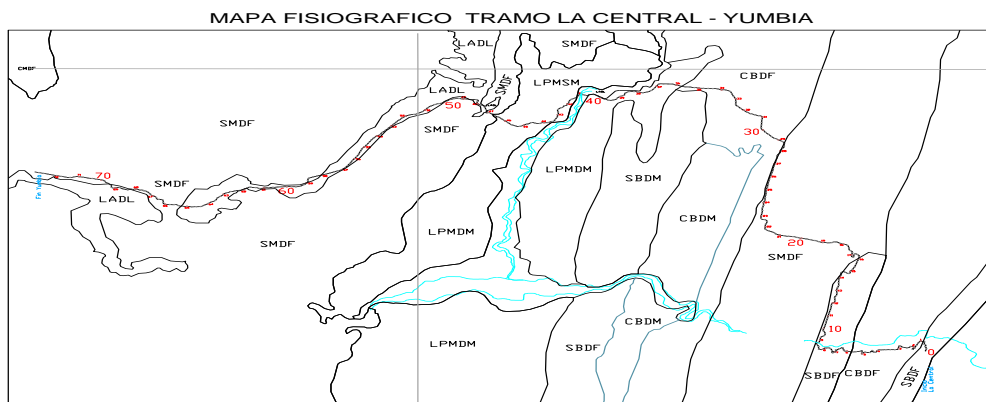
Los suelos de las llanuras del subandino son profundos, bien drenados, con una moderada fertilidad, con uso agropecuario agrosilvopastoril y silvopastoril (bovinos, caprinos, cultivos de maíz, soya y poroto). Estas llanuras se caracterizan por no presentar disección y tener pendientes planas a ligeramente onduladas. Los suelos son poco profundos y no se observan en los mismos procesos erosivos.

2.1.2.1.1.6. PIEDEMONTES

Los suelos de los piedemontes del subandino en su mayor parte son profundos, bien drenados y con moderada fertilidad, con uso agropecuario y silvopastoril, con tala selectiva (vacunos y cultivos de maíz). Las pendientes varían entre 2 a 15 grados, no existen afloramientos rocosos y tienen poca pedregosidad superficial. Los suelos son moderadamente profundos a muy profundos y presentan erosión laminar de grado ligera a moderada. Son bien drenados, de coloración pardo oscuros, con texturas franco arcillosas a franco arenosas, generalmente con pocos fragmentos gruesos en el perfil.

Referencias: Mancomunidad de municipios del Chaco Boliviano, Plan de ordenamiento territorial macro regional del Chaco Boliviano. Noviembre 2006

GRAFICO 1 UNIDADES FISIOGRAFICAS DEL AREA DE ESTUDIO.



L E Y E N D A			
SBDF	Serranías bajas con disección fuerte.	LADL	llanuras aluviales con disección ligera.
CBDF	Colinas bajas con disección fuerte.	LPMSM	llanura de pie de monte con sección moderada.
SMDF	Serranías medias con disección fuerte.	—	EJE DEL PROYECTO
LPMDM	llanuras de pie de monte con disección media.		

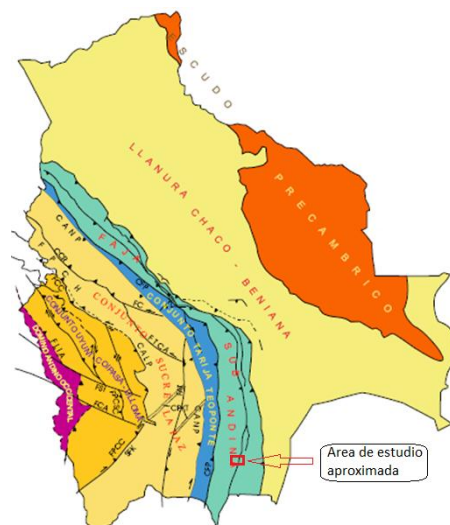
Caracterización Fisiográfica a lo largo del trazo del eje del proyecto.	
00+000 a 01+000	Serranías bajas con disección fuerte
01+000 a 06+000	Colinas bajas con disección fuerte.

2.1.2.1.2. CONTEXTO TECTONICO Y GEOMORFOLOGICO

El complejo geomorfológico del tramo de estudio y de los alrededores posee un origen tectónico producto de la Orogenia Andina iniciada hace aproximadamente 27 millones de años con las primeras deformaciones estructurales que significaron su posterior y progresivo “levantamiento” hasta definir su modelo topográfico actual.

El Modelo Tectónico de Sempere et al. (1989) sobre la evolución geomorfológica de los Andes bolivianos indica que el Oligoceno-Mioceno temprano se caracterizaron por un paisaje que nos recordaría a lo que es el Chaco en la actualidad (Marshall y Sempere, 1991). El Mioceno-Pleistoceno en cambio fue el periodo de la crisis tectónica Andina que se tradujo en la elevación del altiplano y una posterior expansión con efectos secundarios en la Llanura Subandina que condicionó el origen de una serie de irregularidades interandinas que es lo que conocemos hoy como Faja Subandina (Marshall y Sempere, 1991).

GRAFICO 2 DOMINIOS TECTONOESTRATIGRAFICOS (MODIFICADO DE SEMPERE, 1990)



REFERENCIAS

CALP	Cabalgamiento Altipánico Principal.	CCR	Cabalgamiento de la Cordillera Real
FAT	Falla Aiquile – Tupiza	FCA	Falla Chita Arica.
FLIA	Falla limite intra-andina	FTCA	Falla Tocacari-Cabalgamiento de Arque.
CFP	Cabalgamiento Frontal Principal.	FC	Falla Cochabamba o Tunari.
FCC	Frente de cabalgamiento Coniri.	CPKT	Corredor paleoestructural Khenayani-Turuchipa.
FSI	Falla Sevarullo-Incapujo.	SFK	Sistema de falla Khenayani
FPCSC	Falla plegada y corrida de Sevaruyo-Chita.	CANP	Cabalgamiento Andino Principal.

2.1.2.1.3. ESTRATIGRAFIA

La estratigrafía cuenta la historia de la tierra, de tal manera que es muy importante describir el origen, el espesor de los estratos, su distribución y su posición dentro de la secuencia estratigráfica.

Los procesos geotectónicos a los cuales hicimos referencia con anterioridad, sumados a la acción física del clima, procesos erosivos de naturaleza hídrica o eólica, los rasgos de elasticidad o rigidez de los estratos sedimentarios consolidados, etc., han determinado un patrón de presencia y exposición geológica cuyas características según se establece en el Mapa Geológico de Bolivia (SERGEOMIN, 1996), podemos identificar tres grandes eras: Paleozoico, Mesozoico y Cenozoico.

De manera regional a lo largo del trazo del eje de proyecto y del camino actual que une las poblaciones de La Central y Yumbía se han identificado rocas y sedimentos pertenecientes a los Sistemas Cuaternario, Terciario, Cretácico, Jurásico y Carbonífero.

De manera regional a lo largo del área de estudio se han identificado los siguientes eras y sistemas geológicos:

ERA	SISTEMA	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
CENOZOICO	CUATERNARIO	Q	Depósitos aluviales, coluviales, coluvio-aluviales (gravas, arenas, limos, arcillas)
	TERCIARIO	T.	Areniscas, lentes de conglomerados, lutitas, limolitas y arcilitas.
MESOZOICO	CRETÁCICO	K	Areniscas, arcilitas y limolitas
	JURÁSICO	J	Areniscas eólicas
	TRIASICO	Tr	Areniscas, calizas y margas
PALEOZOICO	PERMICO	p	Areniscas, calizas y margas
	CARBONÍFERO	C	Conglomerados, diamictitas, areniscas, lutitas y limolitas.

La Serranía de Caipipendi es un alargado anticlinal formado por rocas paleozoicas, carboníferas, cretácicas y terciarias, el flanco oriental presenta una falla inversa longitudinal cuyo rechazo es variable a lo largo de la estructura.

2.1.3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

2.1.3.1. INTRODUCCION

La investigación geotécnica para la determinación de los diferentes materiales que constituyen los suelos, tanto de la subrasante natural como de los yacimientos, se realizó de manera tal, que puedan obtenerse los mínimos requerimientos de información técnica. Para este cometido se prestó especial atención a la caracterización, distribución, y clasificación de suelos no solamente en superficie, sino también, en profundidad.

2.1.3.2. OBJETIVO DEL ESTUDIO DE SUELOS EN LA SUBRASANTE

Básicamente la investigación está orientada a conocer las características y la calidad de los suelos que constituyen el perfil de la subrasante natural, basándose en el conocimiento del tipo de suelos a lo largo del trazado, su caracterización, su clasificación, y la determinación de las propiedades físicas y mecánicas, para determinar las condiciones geotécnicas de los materiales que constituyen la mencionada subrasante, aptitud resumida en el conocimiento de la relación entre la variación de la resistencia a la penetración de un suelo (CBR), y su capacidad de soporte como base de sustentación para la implementación de pavimentos flexibles o rígidos.

2.1.3.3. OBJETIVO DEL ESTUDIO DE LOS YACIMIENTOS

Los trabajos realizados para la determinación y caracterización de los distintos yacimientos, tienen como motivo fundamental determinar aquellos materiales naturales que cumplan con las especificaciones técnicas, para una explotación racional y su posterior utilización en la construcción del paquete estructural del pavimento (subrasante, sub base y capa base) y agregados para las obras de arte.

Por otra parte, durante la prospección geotécnica se consideró la ubicación de los yacimientos, tratando en lo posible de determinar aquellos bancos de préstamo que se

encuentren lo más próximos al eje de diseño, con el propósito de minimizar los costos de movimientos de tierra y transporte verificando las características de los aridos con la prueba de Abrasión (desgaste de los ángeles); (densidad, CBR).

2.1.3.4. METODOLOGIA EMPLEADA PARA EL ESTUDIO DE LOS SUELOS

La metodología adoptada en este estudio y que culmina con la elaboración del presente informe final, fue convencionalmente dividida en las siguientes etapas:

2.1.3.4.1. TRABAJO DE CAMPO

Esta fase de trabajo consistió en la apertura o excavación manual de 7 pozos exploratorios, denominadas como: P1 para la progresiva 0+000, punto inicial del muestreo, ubicada en la intersección del camino Palos Blancos – Villa Montes (población de La Central); para luego sondear P2, P3... hasta llegar con el pozo P7 al punto final de proyecto ubicado al ingreso de los pozos gasíferos de sábaló.

Estos pozos de exploración fueron ubicados guardando una equidistancia de mil metros (1 km), y tienen como finalidad no solamente conocer la distribución en profundidad de los diferentes materiales determinados en cada punto de sondeo, sino también establecer las condiciones de humedad, consistencia y compacidad de los suelos investigados y el conocimiento de la disposición estructural de la subrasante estudiada.

2.1.3.4.2. TRABAJO DE LABORATORIO

La relación de ensayos de laboratorio es la siguiente:

- *Determinación de humedad natural según ASTM D-2216-71*
- *Distribución granulométrica de los materiales constitutivos del suelo, mediante la vía del tamizado según ASTM D-422-63*
- *Establecimiento de los límites de consistencia o los límites de Atterberg:*
- *Límite líquido según ASTM D-423-66*
- *Límite plástico según ASTM D-424-59*
- *Índice de plasticidad*
- *Clasificación de los suelos, adoptando el sistema internacional AASHTO y el Sistema de Clasificación Unificado. SUCS*

- *Determinación del grado de compactación mediante el ensayo Proctor T 180, para conocer las relaciones de:*
 - *Densidad máxima*
 - *Humedad óptima*
- *Determinación de la capacidad de soporte (California Bearing Ratio) CBR. Programada, tomando como nivel de referencia una agrupación de los resultados de clasificación de los suelos investigados, en la etapa de laboratorio.*

2.1.3.4.3. *TRABAJO DE GABINETE*

A partir de los resultados obtenidos en la fase de campo y de laboratorio se conjuncionaron todos los parámetros geotécnicos obtenidos, las mismas nos permitieron emitir las conclusiones y las recomendaciones para la etapa final del diseño de la carretera.

2.1.3.5. *CLASIFICACION DE LOS SUELOS IDENTIFICADOS*

Los suelos identificados y que constituyen el perfil natural de la subrasante son resumidos en cinco grandes grupos que presentan combinaciones variables en proporción, textura y propiedades plásticas, permitiendo a su vez distinguir subgrupos menores, los cuales son descritos a continuación:

a) Suelos Granulares (Gravas y arenas)

A-2 Gravas y arenas limosas y arcillosas

A-3 Arenas finas

b) Suelos Finos (Limos y arcillas)

A-4 Limos inorgánicos

A-6 Arcillas inorgánicas poco plásticas

2.1.3.5.1 *SUELOS GRANULARES*

Estos suelos de naturaleza granular, representan el 28.56% de las muestras analizadas, y están representadas por:

Gravas y arenas limo arcillosas (A-2): Estos suelos tienen un significado de importancia con un 14.28% en el área del proyecto. Por encontrarse en diversos sectores del tramo, están constituidos por una mezcla de arenas y gravas en una mátrix limosa y/o arcillosa de baja plasticidad, cuya proporción y gradación son variables.

La infiltración de aguas en estos suelos, sumada a un flujo de naturaleza turbulenta, eventualmente determina el lavado y arrastre de las partículas de limo, lo que origina un reacomodamiento de sus componentes granulares que muchas veces se traducen en fenómenos de erosión y asentamientos, cuyas magnitudes son generalmente impredecibles y difíciles de cuantificar.

Estos asentamientos modifican a su vez el sistema de esfuerzos internos de los materiales, iniciando un proceso gradual de deformación, llegando inclusive a colapsar el suelo.

Por otra parte, es muy acentuado el efecto que producen las partículas de limo, reacomodándose entre los intersticios de los materiales arenosos y los materiales de granos más grandes representados por gravas y fragmentos de roca, llegando a disminuir la permeabilidad propia y característica de estos suelos, haciéndolos más sensibles a la acción de cargas de tipo no drenado, es decir, a cargas rápidas que no permiten la disipación de excesos de presión de poros inducida por las mismas.

Estos suelos cuando están saturados sufren cambios de volumen debido a las variaciones térmicas producidas por el efecto cíclico de las heladas.

Para el uso como material de subrasante es calificado desde excelente a bueno.

Arenas Finas (A-3): Estos suelos que constituyen un mínimo porcentaje (14.28%) de los materiales investigados, están representados por arenas finas con un variable contenido porcentual de finos, generalmente de baja plasticidad.

En general, estas arenas sufren variaciones volumétricas por acción del efecto cíclico de las heladas, cuando están saturadas.

Su comportamiento como terreno de subrasante, es variable, desde regular a bueno, de manera especial cuando su grado de compacidad es elevado.

Su utilización como material de base y sub base y en la construcción de terraplenes en general, es también variable, desde excelente a bueno.

Presentan por lo general una buena capacidad de soporte admisible, y poseen cierta tendencia a los deslizamientos, cuando no se encuentran confinados.

2.1.3.5.2. SUELOS FINOS

Estos materiales de granulometría variable están representados por limos y arcillas, constituyen el 71.43% de los suelos analizados en laboratorio, y las características más importantes se resumen como:

Limos inorgánicos de plasticidad variable (A-4): Estos suelos localizados a lo largo de la actual carretera están representados por una mezcla de limos inorgánicos con arenas muy finas, generalmente de baja plasticidad. Constituyen el suelo más representativo en porcentaje de 42.86%.

Por su naturaleza granulométrica y su baja plasticidad, estos suelos son muy sensibles a las cargas rápidas, es decir a las cargas de tipo no drenado, especialmente cuando están saturados.

Por otra parte, son muy conocidos los efectos de saturación extrema, produciendo la licuefacción, la que puede ser inducida mediante sollicitaciones de tipo dinámico.

Estos suelos en general son muy sensibles a la acción de aguas con flujo turbulento, lo que origina un arrastre de las partículas, dando inicio a los procesos erosivos, cuyo resultado es la formación de cárcavas, canales, huecos y tubos, como los que se observan en la plataforma en ciertos tramos. Por este motivo debe evitarse en lo posible el contacto con las aguas, tanto superficiales como subterráneas.

Cuando están saturadas son sensibles a las cargas rápidas, por lo tanto, es recomendable realizar análisis de estabilidad de fundaciones, según dos criterios de fallas.

- *Bajo un régimen de fatigas totales, para una falla de tipo no drenado; esto significa considerar el ángulo de fricción (Φ) igual a cero, y la cohesión del suelo (c) igual a la resistencia del corte no drenado*
- *Bajo un régimen de fatigas efectivas, lo cual significa para una falla a largo plazo o falla de tipo drenado, considerando que el ángulo de fricción, sea mayor a cero y la cohesión (c) de las arcillas, menor que el valor de la resistencia al corte no drenado.*

Por otro lado este tipo de suelo es susceptible a la erosión eólica cuando no está protegido o confinado por otro material. Y como material para el uso de subrasante es calificado como regular a pobre.

Para la construcción de estructuras importantes en estos suelos, es recomendable realizar ensayos de consolidación, con la finalidad de determinar puntualmente en el terreno, los parámetros de deformación que constituyen la principal causa de eventuales asentamientos.

Arcillas inorgánicas (A-6): Estos suelos de relativa participación en el área estudiada (28.57%), están constituidos por arcillas inorgánicas de plasticidad variable y presentan generalmente grandes cambios de volumen entre los estados secos y húmedos.

Cuando están saturados son muy sensibles a las cargas rápidas, por lo tanto, es recomendable realizar análisis de estabilidad, cuando se trata de emplazar obras de magnitud (puentes, viaductos o muros de contención)

Su comportamiento como suelos de subrasante es muy variable, malo en estado saturado, hasta bueno en estado de pre consolidación alta.

Las características más importantes, para estos suelos arcillosos pueden resumirse en:

- *El comportamiento como suelos de subrasante es variable, desde regular (en estado normalmente consolidado), hasta bueno o muy bueno en estado de pre consolidación muy alta.*
- *Poseen un grado de compresibilidad muy variable.*

- *Generalmente presentan baja permeabilidad.*
- *Normalmente presentan una escasa porosidad, cuando no existen fracturamientos que dieran lugar a una porosidad secundaria.*
- *Las deformaciones que eventualmente se producen son a largo plazo.*

Para la construcción de estructuras importantes en estos suelos, es recomendable realizar ensayos de consolidación, con la finalidad de determinar puntualmente en el terreno, los parámetros de deformación que constituyen la principal causa de eventuales asentamientos.

El cuadro adjunto representa un resumen de los suelos que constituyen la subrasante estudiada a lo largo del Sub Tramo La Central-Sabalo.

Tabla 1 RESUMEN DE SUELOS

Tipo	Grupo	Muestras	N°	% del total	%del total
SUELO GRANULAR	Grava y Arena	A - 2	1	14.28%	28.56%
		A - 3	1	14.28%	
SUELO FINO	Limo	A - 4	3	42.86%	71.43%
	Arcilla	A - 6	2	28.57%	
Totales			7	100.00%	100.00%

Pozo No.	Prog.	Prf. (m)	Hum. Hh	Límites de Consistencia		GRANULOMETRIA						Clasificación	
						% QUE PASA EL TAMIZ						AASHTO	SUCS
						LL	IP	3/4"	3/8"	No. 4	No. 10		
P1	0+000	1.50	11.27	---	N.P.	100.00	100.00	98.63	97.82	91.67	42.59	A-4(2)	SM
P2	1+000	1.20	4.59	---	N.P.	100.00	100.00	97.30	93.42	63.28	12.82	A-2-4(0)	SM
P3	2+000	1.20	2.09	---	N.P.	96.69	94.38	91.77	90.65	89.15	8.85	A-3(0)	SM-SP
P4	3+000	1.50	7.58	23.28	10.21	100.00	100.00	100.00	100.00	98.86	70.63	A-6(7)	CL
P5	4+000	1.50	4.69	24.93	13.56	100.00	100.00	92.23	90.35	84.62	48.89	A-6(4)	SC
P6	5+000	1.40	11.81	---	N.P.	100.00	100.00	100.00	99.68	95.90	69.50	A-4(6)	ML
P7	6+000	1.00	4.06	---	N.P.	100.00	100.00	99.63	97.75	95.15	54.76	A-4(4)	ML

Fuente: Elaboración Propia

Como conclusión del presente cuadro se establece que existe un predominio de los suelos finos, respecto de los suelos granulares, y dentro del grupo de los suelos finos, el 42.86% del total de muestras clasificadas pertenecen al grupo de limo, lo cual indica el neto predominio de dicho tipo de suelo.

De acuerdo a los ensayos de clasificación de los suelos y al análisis de sus características indicativas, basadas en los dos criterios expuestos, se concluye que a

los efectos prácticos de diseño, se deberá diferenciar la subrasante, en tres categorías bien caracterizadas.

La categoría I: Comprende la subrasante constituida por suelos de naturaleza rocosa donde se distinga un substrato de rocas constituidas por arenisca, limolitas y lutitas con una pequeña cobertura de suelos granulares representados por gravas y arenas con diferente participación porcentual de materiales más finos.

La categoría II: Comprende la subrasante natural constituida por suelos granulares con predominio de una mezcla de grava y arena.

La categoría III: Comprende la subrasante formada por suelos finos, representados por limos y arcillas de actividad variable.

Por otra parte se establece el neto predominio de los suelos de la categoría III, respecto a los suelos de las categorías I y II. En líneas generales, los suelos de categoría III representan 71.43% frente a 28.56% de suelos de categoría I y II.

Por último debe establecerse que en ambas categorías de subrasante, se determinó la presencia de una cubierta superficial, de suelo orgánico con la presencia de humus.

Esta capa vegetal no excede los 20 cm de espesor, y a los efectos constructivos deberá eliminarse totalmente.

Otro aspecto que deberá tomarse en consideración es la presencia de una plataforma estabilizada parcialmente con material de préstamo, denominada genéricamente ripio, con espesores variables.

2.1.3.6. RELACION DE HUMEDAD RESPECTO A LA DENSIDAD

*Las pruebas de compactación mediante ensayo Proctor T-180 D, son graficadas en función de las progresivas, en el **Anexo Geotecnia Tabla GE1, Tabla GE2, Tabla GE3, Tabla GE4, Tabla GE5, Tabla GE6 y Tabla GE7** (Registro de Laboratorio)*

En los gráficos respectivos son mostrados los valores de la densidad en abscisas y en el eje de ordenadas se determina el porcentaje de compactación y la ubicación por progresivas.

Los resultados obtenidos para cada grupo y para los diferentes tramos al 100% y 95% de la densidad máxima de la referida prueba de compactación son representados en los cuadros de variación respetivos

2.1.3.7. VARIACION DE CBR

Con la finalidad de establecer las condiciones de resistencia que ofrecen los suelos de la subrasante, a lo largo de la actual carretera, en el **Anexo Geotecnia Tabla GE8, Tabla GE9, Tabla GE10, Tabla GE11, Tabla GE12, Tabla GE13 y Tabla GE14** se agruparon aquellos materiales con características similares, para determinar el valor de soporte mediante California Bearing Ratio (CBR) a la densidad máxima de la prueba de compactación AASHTO T-180 D.

De la misma manera, para obtener una visión más gráfica y objetiva se incluye el cuadro que indica la obtención del CBR, en cada progresiva.

Tabla 2 RESUMEN DE CBR EN LOS POZOS EXPLORADOS

progresiva	Pozo de Exploración	CBR	
		95%	100%
0+000	P1	23.50%	36.00%
1+000	P2	19.10%	26.00%
2+000	P3	23.10%	30.00%
3+000	P4	3.20%	5.00%
4+000	P5	1.50%	7.10%
5+000	P6	2.00%	3.90%
6+000	P7	10.50%	14.80%

Con respecto a los resultados en los 7 pozos excavados observamos que los datos de CBR al 100% son 4 datos altos y 3 de ellos inferiores a 5% por lo tanto tomando como CBR de diseño el menor valor de los 4 más altos es decir 14,8% se pueden obtener espesores de pavimento más compensatorios en cuanto a las diferentes capas estructurales del pavimento porque si asumiríamos por ejemplo el valor de 26% como CBR de diseño habría que hacer el mejoramiento de la subrasante de la superficie que ocupa la calzada de la carretera lo cual significaría mayor costo debido al movimiento de tierras y por otra parte al diseñar con el CBR menor estaríamos dejando el espesor de las capas de pavimento en función de un módulo resiliente de la subrasante demasiado bajo tomando en cuenta el alto tráfico pesado que se presenta en este tramo.

Ya que este módulo resiliente depende del CBR que se adopte como CBR de diseño, el espesor de pavimento flexible tendría que incrementarse lo cual también viene a ser contraproducente económicamente para el presupuesto del proyecto.

De esta manera es que se adopta el CBR de 14,8% aun tomando en cuenta que según los cálculos obtenidos el espesor de la capa de pavimento es de 10cm es decir un poco elevado cuando se ha visto que en otros proyectos esta capa varía alrededor de los 5cm (ver Anexo Trafico Tabla TR38)

Por ultimo también es necesario indicar que se ha diseñado con los resultados del CBR al 100% y no al 95% porque haciendo el mismo análisis anterior para el pozo 7 donde está el CBR de diseño se obtuvo el mismo espesor de pavimento con 10,5 % y 14,8% siendo pequeña la variación en la capa sub base que de entre las demás es la que requiere menos control riguroso , de esta manera no se ha descuidado la seguridad ya que también los coeficientes adoptados para el diseño de pavimento flexible han sido bastante generosos, por tanto el diseño quedaría de esta manera compensado.

2.1.3.8. YACIMIENTOS

El banco de materiales a utilizarse será el BP-3 denominado La Central como el destinados a cubrir las necesidades en la construcción de las capas base y sub-base, como también para los agregados del pavimento y hormigones, esto debido a que es el más cercano a la zona del proyecto y que la abrasión de estos áridos es aceptable.

2.1.3.8.1. METODOLOGIA EMPLEADA PARA EL ESTUDIO DE YACIMIENTOS

El trabajo de campo consistió en localizar los bancos de préstamo más cercanos y con mejores características con el fin de reducir costos y dar calidad a la construcción de la carretera con tal motivo se localizó bancos de préstamo sobre el rio Pilcomayo y en las afueras de la ciudad de Villa Montes al tener conocimiento de que la mayoría de las obras de la zona han sido realizadas con materiales de los Bancos de Préstamo denominado Cerrillos, Capirendita y La Central, siendo uno sobre el rio Pilcomayo con difícil acceso y el otro más apto ya que también existe la presencia de una

chancadora en la zona lo que viene a favorecer de gran manera en la adquisición de la granulometría adecuada para las capas estructurales del pavimento que requieren una estricta clasificación y además para las demás obras donde se requiera el uso de hormigones.

Por tal motivo se estimó necesario realizar un ensayo que nos determina la calidad de este material antes de utilizarlo.

Las muestras obtenidas fueron analizadas con el apoyo del laboratorio especializado de mecánica de suelos de la universidad por medio del ensayo de abrasión por el método de desgaste de los Ángeles. (Ver Anexo Geotecnia Tabla GE14).

2.1.3.8.2. FUENTES DE MATERIALES

Durante la fase exploratoria se identificaron tres yacimientos a lo largo del tramo La Central - Sabalo, reduciendo en lo posible las distancias de transporte.

El material proveniente de las fuentes de préstamo en general debe presentar características uniformes, las especificaciones de calidad para los materiales de la capa base y de la capa sub base, fueron extraídas del "STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONSTRUCTION OF ROADS AND BRIDGES ON FEDERAL HIGHWAY", las mismas que fueron establecidas por la "AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS" (AASHTO).

En forma resumida se describen las principales características tomando en consideración la clasificación de los materiales, sus propiedades geotécnicas y los volúmenes potencialmente explotables

2.1.3.8.2.1 EXIGENCIAS DE CALIDAD PARA CAPA SUB BASE

Todos los materiales considerados aptos para la capa base, podrán utilizarse para la capa sub base, pero con exigencias técnicas menores debido a la protección que brinda la capa base y se resumen en:

- *Los valores de CBR de laboratorio con un valor mínimo del 60%, con la compactación al 100 % de la densidad máxima del ensayo AASHTO T-180 D.*

- *Los requisitos de gradación son: El agregado grueso, retenido en el tamiz #10, estará formado por partículas o fragmentos de roca; la fracción fina que pase el tamiz #10 deberá estar constituida por arena natural, o arena obtenida por trituración, la fracción que pase el tamiz #200, será no mayor de los 2/3 de la fracción que pase el tamiz #40.*
- *Los requisitos de plasticidad son:*
 - Límite líquido < 25%*
 - Índice plástico > 6%*

2.1.3.8.2.2 EXIGENCIAS DE CALIDAD PARA LOS AGREGADOS DEL PAVIMENTO

El porcentaje de abrasión los Ángeles deberá ser menor al 40% con una pérdida por inmersión al sulfato de sodio (durabilidad) menor al 12%. Todos los yacimientos están ubicados muy próximos a la obra, y pueden obtenerse por un proceso de trituración o por simple clasificación corrigiendo cuando sea necesario sus deficiencias, tanto en granulometría como en plasticidad.

2.1.3.8.2.3 EXIGENCIAS DE CALIDAD PARA LOS MATERIALES DE CAPA BASE

La capa base debe ser de piedra triturada, en cuanto al CBR de laboratorio deberá tener un valor del 100% a la compactación del 100% de la densidad máxima del ensayo AASHTO T-180 D.

Los requisitos de gradación para agregados de capa base, son resumidos en:

- *Los porcentajes en peso del material que pasa por tamices con malla cuadrada, deben ser no menos del 50% en peso de las partículas retenidas en el tamiz #4. Deberán tener por lo menos una cara fracturada.*
- *El porcentaje que pasa por la malla #200 no debe ser mayor a los 2/3 de la fracción que pasa por el tamiz malla #40.*
- *Los requisitos de plasticidad para los agregados de la capa base son:*
 - Límite líquido < 25%*
 - Índice plástico < 6%*

- *Los requisitos para el ensayo de abrasión Los Ángeles deberán ser menores a 50%.*
- *El equivalente de arena deberá ser mayor a 35%.*

Los materiales de capa base pueden obtenerse mediante un proceso de selección y trituración, corrigiendo cuando sea necesario, las deficiencias de granulometría y de plasticidad.

2.1.3.8.2.4 DESCRIPCIÓN DE LOS YACIMIENTOS

La prospección de yacimientos se realizó mediante un reconocimiento geológico preliminar del área, tomando como base de trabajo las cartas geográficas convencionales editadas por el I.G.M, a escala 1:50.000, mediante la lectura directa de cortes naturales y/o artificiales y posteriormente se obtuvo muestras de áridos extraídos del río Pilcomayo.

2.1.3.8.2.4.1 BANCO DE PRÉSTAMO BP-1

Este yacimiento (BP-1) también denominado Cerrillos, se encuentra localizado aproximadamente a 4,12 Km al lado SE de las afueras de la ciudad de Villa Montes, para llegar al mismo se toma el camino asfaltado que sale de Villa Montes en dirección a Camiri y a los 3,6 Km se toma un desvío en dirección al Sur (lado derecho de la carretera).

El yacimiento es de origen aluvial, se trata de una terraza aluvial constituida por bolones, gravas, gravillas, arenas y limos. Los clastos son de formas sub-redondeadas y tienen diámetros variables entre los 2 y 25 cm, litológicamente están representados por cuarcitas y areniscas principalmente, se conoce también que este yacimiento ya ha sido explotado parcialmente.

Con la ayuda de un navegador GPS se ha medido un área de 55.000 m², se estima una profundidad explotable de 6 m, lo que nos representa un volumen explotable aproximado de 220.000 m³, la estimación del volumen final se obtendrá de la información de los sondeos de exploración que se realicen y de los resultados de los ensayos de laboratorio respectivos.

Ilustración 2 BP-1



Vista panorámica del yacimiento, se aprecia su extensión y su altura, también se aprecia el área que ya ha sido explotada y en el margen derecho de la foto se observa el material acopiado granulometría y altura.

2.1.3.8.2.4.2 BANCO DE PRÉSTAMO BP-2

El yacimiento denominado BP-2 (También llamado Capirendita) se halla localizado en el extremo SE de la población de Villa Montes, distante aproximadamente a 6,4 Km. de las afueras de la población, para llegar al mismo existen dos rutas, la primera y más cercana sale de Villa Montes hasta la población de Capirendita se toma en principio el camino existente que va en dirección a la población de Capirendita, posterior, de este lugar se sigue el camino en dirección a la Chancadora, de este sitio aproximadamente a 800 metros en dirección al Norte se encuentra el borde derecho del río Pilcomayo, lugar donde se encuentra el banco.

Se trata de un yacimiento de tipo aluvial ubicado en el margen derecho del río Pilcomayo, se trata de meandros a manera de islotes o de cursos de agua abandonados donde existe bastante acumulación de material aluvial. Este yacimiento es explotado en grandes cantidades en épocas de estiaje, a la fecha y debido a la fuerte temporada de lluvia ocurrida el fuerte caudal del río hace que sea inaccesible el acceso a estos depósitos. Se han observado bolones, gravas y gravillas de formas subredondeadas, también se ha observado material arenoso.

Por las condiciones de inaccesibilidad explicadas anteriormente no se pudo delimitar las áreas probables de explotación, sin embargo una vez que el caudal del río disminuya y las aguas bajen de nivel se hará la respectiva delimitación de las áreas potencialmente aprovechables, preliminarmente a través de la imagen satelital del google earth se ha medido un área de 52.600 m², se estima una profundidad explotable de 4 m, lo que nos representa un volumen explotable aproximado de 210.400 m³.

Ilustración 3 BP-2

Vista panorámica de yacimiento denominado BP-4 también llamado Caipirendita, se aprecia los depósitos de material a manera de islotes.

2.1.3.8.2.4.3. BANCO DE PRÉSTAMO BP-3

El denominado banco BP-3 (También llamado banco La central) se halla localizado a 300 metros en línea recta en dirección al Norte de la población de La Central, para llegar al mismo se toma un camino (actualmente intransitable para vehículos) que parte de la carretera actual y llega hasta un brazo (lecho abandonado) del río Pilcomayo a menos de 450 metros de distancia.

Se trata de un yacimiento de tipo aluvial ubicado en el margen derecho del río Pilcomayo, se trata de un brazo a manera de meandro por el que a la fecha no existe corrientes de agua. A lo largo de este antiguo lecho se han observado bloques,

Ilustración 4 ubicación bancos de préstamo BP-1, BP-2 y PB-3

bolones, gravas y gravillas todos de formas sub-redondeadas y litológicamente representadas por cuarcitas, areniscas y conglomerados, se ha observado también la presencia de arenas, pero predominando el material grueso sobre el fino. Con la ayuda de un navegador GPS se ha medido un área que puede ser explotable de 35.000 m², se está estimando una profundidad explotable de 5 m, lo que nos representa un volumen aproximado de 175.000 m³.

2.1.3.8.3. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El sistema de análisis se basa en la identificación de todos los tramos del camino que tienen taludes mayores a los 2 metros de altura y en los materiales que conforman los macizos respectivos. En los taludes con alturas menores a los 2 m. se ha establecido una inclinación de 63 grados (1H/2V). Para los tramos con alturas mayores a los 2 m., se ha realizado un análisis con el fin de detectar los taludes más críticos y representativos para la realización de los respectivos análisis numéricos de estabilidad, según métodos conocidos en la mecánica de rocas y suelos y con el auxilio de programas específicos.

Es importante tener presente que la definición de la inclinación de taludes a adoptarse en proyectos de tipo vial, deben estar basados en criterios de aplicación general, que puedan ser empleados en varios puntos del proyecto y en función de sus principales características, dejando los análisis puntuales, para los lugares específicos en los que se detecten aspectos o problemas potenciales que justifiquen un estudio particular y por otro lado no se puede pretender contar con una seguridad absoluta acerca de la estabilidad de todos los cortes de proyecto, puesto que para ello, se debería considerar factores de seguridad demasiado elevados que encarecerían la obra por encima de niveles razonables. Por lo anteriormente indicado se estima que los taludes analizados serán estables para el comportamiento más probable del macizo.

El presente Volumen tiene el contenido que se detalla a continuación:

- *Criterios básicos de análisis en Rocas. Debido a que la mayor parte de los afloramientos existentes a lo largo del trazo de eje están clasificados como de moderada y de mala calidad, se han realizado los análisis de estabilidad considerando solo estos dos tipos de rocas.*
- *Criterios básicos de análisis en suelos. Para los análisis de estabilidad de los taludes constituidos por suelos y rocas de muy mala calidad y así mismo para el tratamiento mínimo necesario para la estabilización de los taludes, se ha utilizado los*

respectivos análisis de estabilidad considerando el método de rotura circular descrito por Hoek & Bray en el libro *Rock Slope Stabilitation*.

- *Recomendaciones acerca de la inclinación de los cortes de taludes. Para realizar las recomendaciones respectivas acerca de la altura e inclinación con las que se deberán realizar los cortes, se han considerado el Tipo de roca y/o suelo, la altura de corte, la pendiente original del terreno, la disposición de los estratos y la experiencia profesional que se tiene en otros tramos o regiones que presentan características geológicas y geotécnicas similares al del tramo de estudio.*

- *Modelos de taludes a adoptar. Se han diseñado modelos de taludes específicos para cada tipo de roca y suelo existente a lo largo del trazo del eje de proyecto.*

2.1.3.8.3.1. CRITERIOS BÁSICOS DE ANÁLISIS EN ROCAS.

*Para los análisis de estabilidad de los taludes constituidos por material rocoso y así mismo para el tratamiento mínimo necesario para la estabilización de los taludes, se ha utilizado el método de rotura planar descrito por Hoek & Bray en el libro *Rock Slope*.*

Parámetros geomecánicos utilizados en los análisis de estabilidad para los distintos tipos de roca:

Tabla 3 Características de los Tipos de Rocas

Tipo de roca:	R - III	R - II	R II - I
Peso específico	20-25 KN/m ³	27 KN/m ³	27 KN/m ³
Cohesión	30 KN/m ²	35 KN/m ²	40 KN/m ²
Angulo de fricción interna	30 grados.	32 grados.	35 grados.

*Fuente: Hoek & Bray en el libro *Rock Slope**

Para determinar los parámetros geomecánicos, se ha consultado bibliografía especializada y se ha tomado también como referencia, los parámetros geomecánicos utilizados en proyectos de construcción de caminos donde las condiciones en lo que respecta a las características del macizo son relativamente similares a los encontrados en el presente proyecto.

Para los análisis de estabilidad de los taludes constituidos por suelos, y así mismo para el tratamiento mínimo necesario para la estabilización de los taludes, se ha

utilizado el método de rotura circular descrito por Hoek & Bray en el libro *Rock Slope Stabilisation*.

Parámetros geomecánicos utilizados en los análisis de estabilidad para los distintos tipos de materiales:

Tabla 4 Características de los Tipos de Suelos

Tipo de suelo:	Coluvio-aluvial	Residuales	Rellenos
Peso específico	18 KN/m ³	20 KN/m ³	17 KN/m ³
Cohesión	10 - 20 KN/m ²	2 - 8 KN/m ²	2.5 KN/m ²
Angulo de fricción interna	28 grados.	24 grados.	25 grados.

Fuente: Hoek & Bray en el libro *Rock Slope*

Para determinar los parámetros geomecánicos, se ha consultado bibliografía especializada y se ha tomado también como referencia, los parámetros geomecánicos utilizados en proyectos de construcción de caminos donde las condiciones en lo que respecta a las características del macizo son relativamente similares a los encontrados en el presente proyecto.

2.1.3.8.3.2. CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES. MÉTODO DE ROTURA PLANAR.

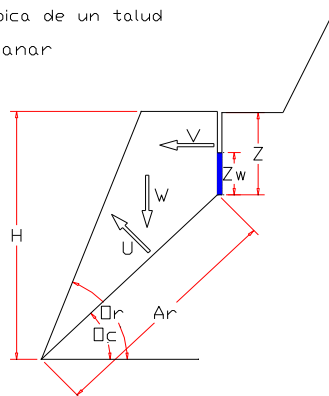
La ruptura planar consiste en el deslizamiento de una masa rocosa a lo largo de un plano y consiste en un análisis bidimensional de una cuña formada entre el plano del talud y el plano de deslizamiento, Obteniendo el factor de seguridad que es calculado con las ecuaciones de equilibrio de fuerzas horizontales y verticales.

GRAFICO 3 Algoritmo del Cálculo del Factor de Seguridad (hoek & Bray)

Sección típica de un talud
Rotura planar

Si: **FS < 1 INESTABLE**

FS > 1,1 STABLE.



Angulo Crítico de ruptura: $O_c = 0.5 * (O_r + O)$

- Altura Crítica de la grieta de tracción: $Z = H * [1 - (Cot O_r * Tg O_c) 0.5]$

- Peso de la cuña: $W = Gr * A$

- Resultante de las fuerzas desestabilizantes de la cuña: $Sum F_d = W * Sen O_c + V * Cos O_c$

- Resultante de las fuerzas estabilizantes de la cuña:

$$\text{Sum } F_e = (W * \text{Cos}O_c - U - V * \text{sen}O_c) * \text{Tg}O + C * A_r$$

$$U = 0.5 * p_e * P_a (H-Z) / O_r$$

$$V = 0.5 * p_e (P_a)^2$$

- Factor de seguridad: $F_s = (\text{Sum } F_e / \text{Sum } F_d)$

Donde:

O_r : Angulo de inclinación del talud de corte

H : Altura del talud de corte

Gr : Peso específico de la roca

Pe : Peso específico del agua

A_r : Largo de la superficie de ruptura

O : Angulo crítico de la roca

C : Cohesión de la roca

A : Área de la cuña

U : Subpresión del agua en la base de la cuña

V : Fuerza horizontal del agua en la grieta

P_a : Profundidad del agua

Z : Profundidad de la tensión crack

Sum : Sumatoria

En las siguientes páginas se presentan los resultados de estabilidad de taludes para las rocas II y III a través del método de rotura planar.

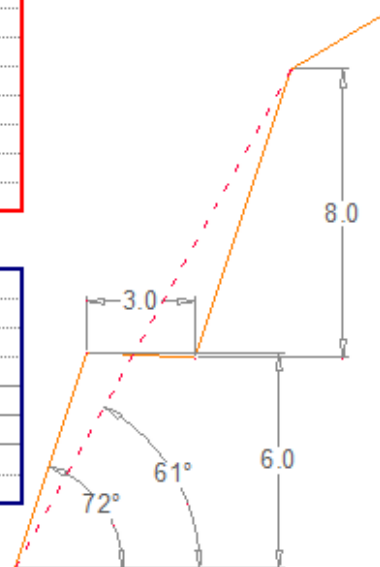
Inclinación 72 grados (1H-3V)

DATOS

		SIN AGUA	
H	=	14,00 [m]	altura de talud
α	=	61,00 [°]	ángulo resultante con 1 banquina de 3 m.
β	=	48,00 [°]	ángulo crítico
θ	=	5,00 [°]	ángulo de anclaje (opcional)
γ	=	27,00 [kN/m ³]	peso específico roca
γ_w	=	10,00 [kN/m ³]	peso específico agua
ϕ	=	35,00 [°]	ángulo de fricción interna
c	=	40,00 [kN/m ²]	cohesión
Sat	=	2 [%]	saturación (0 a 100)
F	=	1,4	Factor de seguridad propuesto

RESULTADOS

z_w	=	0,11 [m]	profundidad del agua
z	=	5,38 [m]	profundidad de la tensión crack
A	=	11,60 [m]	longitud plano de falla
V	=	0,06 [kN/m]	Fuerza horizontal del agua
U	=	6,24 [kN/m]	Fuerza de levante del agua
W	=	563,77 [kN/m]	peso del bloque
FS	=	1,74	factor de seguridad
T	=	-167,22 [kN/m]	Fuerza de anclaje requerida



DATOS		SATURADO	
H	=	14,00	[m] altura de talud
alfa	=	61,00	[°] ángulo resultante con 1 banquina de 3 m.
beta	=	48,00	[°] ángulo crítico
theta	=	5,00	[°] ángulo de anclaje (opcional)
gamma	=	27,00	[kN/m ³] peso específico roca
gamma_w	=	10,00	[kN/m ³] peso específico agua
phi	=	35,00	[°] ang. fricción interna
c	=	40,00	[kN/m ²] cohesión
Sat	=	75	[%] saturación (0 a 100)
F	=	1,4	Factor de seguridad propuesto

RESULTADOS			
z _w	=	4,04	[m] profundidad del agua
z	=	5,38	[m] profundidad de la tensión crack
A	=	11,60	[m] longitud plano de falla
V	=	81,44	[kN/m] Fuerza horizontal del agua
U	=	234,04	[kN/m] Fuerza de levante del agua
W	=	563,77	[kN/m] peso del bloque
FS	=	1,45	factor de seguridad
T	=	172,10	[kN/m] Fuerza de anclaje requerida

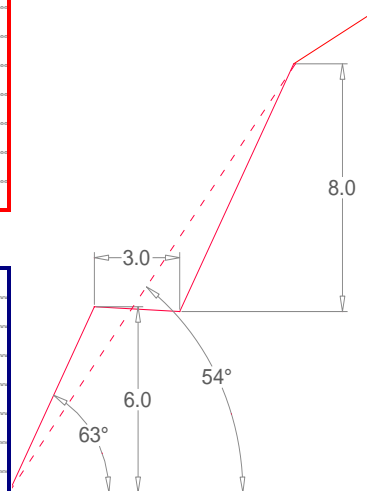
Características: Método de rotura planar, Hoek-Bray (Rock Slopes)

Taludes en Roca Tipo I-II Luego de los cálculos realizados se puede deducir que para un talud que tiene 14 metros de alto, que está constituido por material rocoso de buena a moderada calidad y con los parámetros geomecánicos ya mencionados ($\rho = 27 \text{ KN/m}^3$, $c = 40 \text{ KN/m}^2$ y $\phi = 35$), el factor de seguridad es de 1.74 sin presencia de agua y de 1.45 cuando el material está saturado en un 75%.

Inclinación 63 grados (1H-2V)

DATOS		SIN AGUA	
H	=	14,00	[m] altura de talud
alfa	=	54,00	[°] ángulo resultante con 1 banquina de 3 m.
beta	=	43,00	[°] ángulo crítico
theta	=	5,00	[°] ángulo de anclaje (opcional)
gamma	=	27,00	[kN/m ³] peso específico roca
gamma_w	=	10,00	[kN/m ³] peso específico agua
phi	=	32,00	[°] ángulo de fricción interna
c	=	35,00	[kN/m ²] cohesión
Sat	=	2	[%] saturación (0 a 100)
F	=	1,4	Factor de seguridad propuesto

RESULTADOS			
z _w	=	0,09	[m] profundidad del agua
z	=	4,51	[m] profundidad de la tensión crack
A	=	13,91	[m] longitud plano de falla
V	=	0,04	[kN/m] Fuerza horizontal del agua
U	=	6,28	[kN/m] Fuerza de levante del agua
W	=	619,96	[kN/m] peso del bloque
FS	=	1,82	factor de seguridad
T	=	-233,95	[kN/m] Fuerza de anclaje requerida



DATOS		SATURADO	
H	=	14,00	[m] altura de talud
alfa	=	54,00	[°] ángulo resultante con 1 banquina de 3 m.
beta	=	43,00	[°] ángulo critico
theta	=	5,00	[°] ángulo de anclaje (opcional)
gamma	=	27,00	[kN/m ³] peso especifico roca
gamma_w	=	10,00	[kN/m ³] peso especifico agua
phi	=	32,00	[°] ángulo de friccion interna
c	=	35,00	[kN/m ²] cohesion
Sat	=	100	[%] saturacion (0 a 100)
F	=	1,4	Factor de seguridad propuesto

RESULTADOS

z _w	=	4,51	[m] profundidad del agua
z	=	4,51	[m] profundidad de la tensión crack
A	=	13,91	[m] longitud plano de falla
V	=	101,92	[kN/m] Fuerza horizontal del agua
U	=	313,96	[kN/m] Fuerza de levante del agua
W	=	619,96	[kN/m] peso del bloque
FS	=	1,46	factor de seguridad
T	=	222,71	[kN/m] Fuerza de anclaje requerida

Características: Método de rotura planar, Hoek-Bray (Rock Slopes)

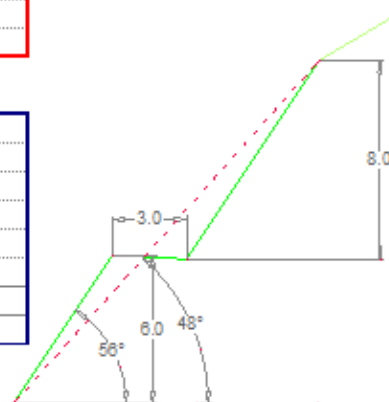
Taludes en Roca Tipo II Luego de los cálculos realizados se puede deducir que para un talud que tiene 14 metros de alto, que está constituido por material rocoso de moderada calidad y con los parámetros geomecánicos ya mencionados ($\rho = 27$ KN/m³, $c = 35$ KN/m² y $\phi = 32$), el factor de seguridad es de 1.82 sin presencia de agua y de 1.46 cuando el material está saturado en un 100%.

Inclinación 56 grados (2H-3V)

DATOS		SIN AGUA	
H	=	14,00	[m] altura de talud
alfa	=	48,00	[°] ángulo resultante con 1 banquina de 3 m.
beta	=	39,00	[°] ángulo critico
theta	=	5,00	[°] ángulo de anclaje (opcional)
gamma	=	25,00	[kN/m ³] peso especifico roca
gamma_w	=	10,00	[kN/m ³] peso especifico agua
phi	=	30,00	[°] ángulo de friccion interna
c	=	30,00	[kN/m ²] cohesion
Sat	=	2	[%] saturacion (0 a 100)
F	=	1,4	Factor de seguridad propuesto

RESULTADOS

z _w	=	0,08	[m] profundidad del agua
z	=	3,79	[m] profundidad de la tensión crack
A	=	16,22	[m] longitud plano de falla
V	=	0,03	[kN/m] Fuerza horizontal del agua
U	=	6,15	[kN/m] Fuerza de levante del agua
W	=	597,53	[kN/m] peso del bloque
FS	=	2,01	factor de seguridad
T	=	-322,26	[kN/m] Fuerza de anclaje requerida



DATOS		SATURADO	
H =	14,00	[m]	altura de talud
alfa =	48,00	[°]	ángulo resultante con 1 banquina de 3 m.
beta =	39,00	[°]	ángulo crítico
theta =	5,00	[°]	ángulo de anclaje (opcional)
gamma =	25,00	[kN/m ³]	peso específico roca
gamma_w =	10,00	[kN/m ³]	peso específico agua
phi =	30,00	[°]	ángulo de fricción interna
c =	30,00	[kN/m ²]	cohesión
Sat =	100	[%]	saturación (0 a 100)
F =	1,4		Factor de seguridad propuesto

RESULTADOS			
z _w =	3,79	[m]	profundidad del agua
z =	3,79	[m]	profundidad de la tensión crack
A =	16,22	[m]	longitud plano de falla
V =	71,90	[kN/m]	Fuerza horizontal del agua
U =	307,55	[kN/m]	Fuerza de levante del agua
W =	597,53	[kN/m]	peso del bloque
FS =	1,69		factor de seguridad
T =	76,96	[kN/m]	Fuerza de anclaje requerida

Características: Método de rotura planar, Hoek-Bray (Rock Slopes)

Taludes en Roca Tipo III Luego de los cálculos realizados se puede deducir que para un talud que tiene 14 metros de alto, que está constituido por material rocoso de mala calidad y con los parámetros geomecánicos ya mencionados ($\gamma=25$ KN/m³, $c=30$ KN/m² y $\phi=30$), el factor de seguridad es de 2.0 sin presencia de agua y de 1.69 cuando el material está saturado en un 100%.

CRITERIOS PARA EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad geotécnica de los rellenos sobre laderas depende de los parámetros de resistencia del suelo en condición drenada (ϕ') y no drenada (c), así como del peso unitario (γ) y la geometría (altura, ancho y ángulo del talud). En este estudio se utilizan los criterios de vulnerabilidad mostrados en la tabla 7.1, con base en el factor de seguridad.

Tabla 5 Rangos de FS y criterios de vulnerabilidad

Factor de seguridad, FS	Criterio	Color
1,0 < FS < 1,25	Vulnerab. muy alta	Rojo
1,25 < FS < 1,5	Vulnerab. alta	Naranja
1,5 < FS < 2,0	Vulnerab. moderada	Amarillo
2,0 < FS < 3,0	Vulnerab. baja	Verde
FS > 3,0	Vulnerab. muy baja	Azul

Fuente: Abramson Lee, et al. Slope Stability and Stabilization Methods, John Wiley and Sons, inc. U.S.A. 1996.

Tabla 6 TALUDES RECOMENDADOS SEGUN TIPO DE ROCA

Tipo	Talud	Angulo	Angulo de Fricción Interna	Peso Específico de la Roca	Cohesión	Condición	FS	vulnerabilidad	altura
ROCA I (buena calidad)	1H:3V	72°	35°	27 kN/m ³	40 kN/m ²	sin agua	1.74	moderada	14
ROCA I (buena calidad)	1H:3V	72°	35°	27 kN/m ³	40 kN/m ²	saturado	1.45	alta	14
ROCA II (moderada calidad)	1H:2V	63°	32°	27 kN/m ³	35 kN/m ²	sin agua	1.82	moderada	14
ROCA II (moderada calidad)	1H:2V	63°	32°	27 kN/m ³	35 kN/m ²	saturado	1.46	alta	14
ROCA III (mala calidad)	2H:3V	56°	30°	25 kN/m ³	30 kN/m ²	sin agua	2.01	baja	14
ROCA III (mala calidad)	2H:3V	56°	30°	25 kN/m ³	30 kN/m ²	saturado	1.69	moderada	14

Fuente: Elaboración Propia Programa Geo Slope

2.1.3.8.3.3. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD, ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES, MÉTODO: SARMA

METODO SARMA (1973)

El método de Sarma (1973) es muy diferente a todos los demás métodos porque este considera que el coeficiente sísmico es desconocido y el factor de seguridad desconocido. Se asume un factor de seguridad y se encuentra cual es el coeficiente sísmico requerido para producir este factor de seguridad.

PLANO DEL TALUD PARAMETROS GEOTECNICOS

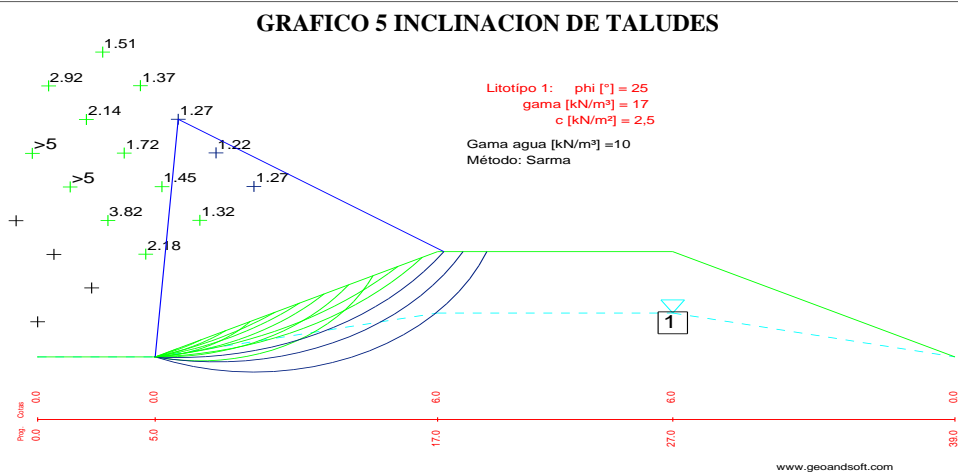
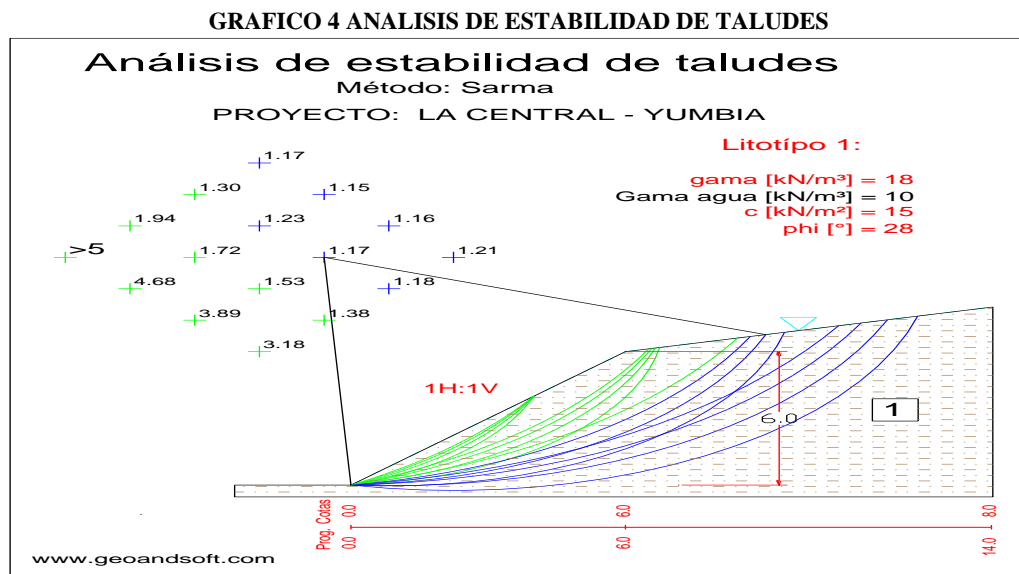
Angulo de rozamiento [°]	28
Cohesión [kN/m ²]	15
Peso del volumen [kN/m ³]	18

PUNTOS

N. punto	Dist. Progresiva [m]	Cota [m]
1	0	0
2	6	6
3	14	8

Luego de los cálculos realizados se puede denotar que para un talud de 6 metros de alto, que está constituido por material coluvio-aluvial y/o aluvial moderadamente compacto, con los parámetros geomecánicos ya mencionados de: $p_e=18 \text{ KN/m}^3$, $c=15 \text{ KN/m}^2$ y $\phi=28$, los factores de seguridad para los posibles círculos de ruptura son

aceptables en todos los casos. Se ha considerado a un talud que está completamente saturado.



Luego de los cálculos realizados se puede resumir que para un relleno que tiene 6 metros de alto, una inclinación de 2H: 1V, sin presencia de banquetas, que está constituido por material rocoso de muy mala calidad y/o suelos de composición limo-arcillosa, con los parámetros geomecánicos de $\rho = 17 \text{ KN/m}^3$, $c = 2,5 \text{ KN/m}^2$ y $\phi = 25$, los factores de seguridad para los posibles círculos de ruptura son aceptables porque están por encima de 1,27. Se ha considerado la presencia de una napa freática por debajo de los 3 metros de la cota de la rasante.

2.1.3.8.3.4. RECOMENDACIONES SOBRE LA INCLINACIÓN DE LOS CORTES Y TERRAPLEN EN TALUDES

Tabla 7 INCLINACION DE TALUDES EN EL SUBTRAMO LA CENTRAL-SABALO

Progresiva		Talud Corte		Talud Relleno		Observaciones
desde	hasta	si<2m	si>2m	si<2m	si>2m	
0+000.00	0+480.00	1H:2V	1H:2V	2H:1V	2H:1V	arenisca rojiza y blanquecina
0+480.00	0+850.00	1H:2V	1H:3V	2H:1V	2H:1V	roca buena calidad estratificación casi vertical
0+850.00	3+000.00	1H:2V	1H:2V	2H:1V	2H:1V	roca moderada calidad
3+000.00	3+100.00	1H:2V	2H:3V	2H:1V	2H:1V	mezcla de arenisca y arcilla rocas de mala calidad
3+100.00	4+000.00	1H:2V	1H:2V	2H:1V	2H:1V	Superficie ligeramente plana a 200 metros se observa afloramientos rocosos
4+000.00	4+400.00	1H:2V	1H:3V	2H:1V	2H:1V	arenisca compacta y dura
4+400.00	6+100.00	1H:2V	1H:2V	2H:1V	2H:1V	roca moderada calidad presencia de derrumbes

Ilustración 5 Tipo de Material Progresiva 0+000 a 0+480



Ilustración 8 Tipo de Material Progresiva 3+100 a 4+000



Ilustración 6 Tipo de Material Progresiva 0+480 a 0+850



Ilustración 9 Tipo de Material Progresiva 4+000 a 4+400



Ilustración 7 Tipo de Material Progresiva 3+000 a 3+100



Ilustración 10 Tipo de Material Progresiva 4+400 a 6+100



2.1.4. ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1.4.1. ASPECTOS CLIMATOLÓGICOS

Las estaciones que se tomaron en cuenta se encuentran ubicadas en la provincia Gran Chaco, para el presente proyecto se tomó los registros de las siguientes estaciones: Villa Montes-Aeropuerto, Palos Blancos y Timboy, de las cuales existe una estación climatológica completa como es la estación de Villa Montes, cuya ubicación geográfica está dada por las coordenadas 21°15`17" de Latitud Sur y 63°24`27" de Longitud Oeste a una altura de 403 m.s.n.m. el periodo de observación de la estación es de 1975 a 2012.

2.1.4.1.1. TEMPERATURA

Los datos de temperatura media mensual con los que se cuenta corresponde a la estación de Villa Montes que tiene una altura de 403 m.s.n.m. y proporciona como resultado una media anual de 23.3 °C, las temperaturas medias se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 8 Temperatura Media Mensual (°C)

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MEDIA
27,3	26,6	25,7	22,7	19,1	17,7	17,5	20,1	22,8	26,4	26,9	27,2	23,33

Fuente: Senamhi

Tabla 9 Resumen Histórico de Temperaturas (°C)

VALORES	TEMPERATURAS (° C)				
	Media	Máxima media	Mínima Media	Máxima Extrema	Mínima extrema
Villa Montes	23,3	30,9	15,8	46,7	-7,0
Palos Blancos	-	-	-	-	-
Timboy	-	-	-	-	-

Fuente: Senamhi

2.1.4.1.2. PRECIPITACIÓN PLUVIAL

La precipitación media anual va variando a lo largo del trazo de la carretera, los registros de la estación de Palos Blancos ubicada a unos diez Km del inicio del tramo tiene una media anual de 653.52 mm, y la estación de Villa Montes al final del tramo una media de 907.19 mm Los datos mensuales de estas estaciones se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 10 Precipitación Pluvial Media Mensual (mm)

Precipitación media Mensual (mm)			
	Villa Montes	Palos Blancos	Timboy
ENERO	150,83	149,70	146,86
FEBRERO	176,22	107,81	164,29
MARZO	139,58	106,39	114,70
ABRIL	88,01	38,57	59,99
MAYO	21,12	7,20	10,74
JUNIO	11,25	2,62	4,40
JULIO	3,93	0,71	0,94
AGOSTO	0,89	1,94	5,23
SEPTIEMBRE	4,53	8,97	5,99
OCTUBRE	42,05	35,19	40,88
NOVIEMBRE	100,68	69,38	112,12
DICIEMBRE	168,09	125,05	133,65
TOTAL			
ANUAL [mm]	907,19	653,52	799,80

Fuente: Senamhi

2.1.4.1.3. VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO

La zona del proyecto se caracteriza por presentar vientos relativamente moderados, de acuerdo a los datos registrados la velocidad media anual es de 7.5 Km. /hora, mientras que en la época de mayor incidencia es de 8.3 a 11.6 Km. /hora (agosto-noviembre), mientras en la época de menor incidencia la velocidad media es de 4.5 a 4.7 Km./hora (abril-junio), la velocidad máxima registrada es de 11.6 Km./hora en el mes de noviembre con una dirección predominante del Sud.

Tabla 11 Velocidad del Viento y Dirección Preponderante (km/h a 2 m)

Dir. Y Vel. del Viento (Km/h) 2 m	Villa Montes	
ENERO	S	6,8
FEBRERO	S	6,9
MARZO	S	4,9
ABRIL	S	4,5
MAYO	S	4,8
JUNIO	S	4,7
JULIO	S	7,3
AGOSTO	S	8,3
SEPTIEMBRE	S	10,6
OCTUBRE	S	11,5
NOVIEMBRE	S	11,6
DICIEMBRE	S	8,3
MEDIA	S	7,5

Fuente: Senamhi

2.1.4.1.4. HUMEDAD RELATIVA

Estos datos fueron obtenidos de la estación Climatológica de Villa Montes, cuya media anual es de 68.5 %, los datos detallados se encuentran en la Tabla 10.

Tabla 12 Humedad Relativa Media Mensual (%)

Humedad Relativa (%)	Villa Montes	Palos Blancos	Timboy
ENERO	69	-	-
FEBRERO	73	-	-
MARZO	77	-	-
ABRIL	79	-	-
MAYO	78	-	-
JUNIO	75	-	-
JULIO	67	-	-
AGOSTO	61	-	-
SEPTIEMBRE	56	-	-
OCTUBRE	58	-	-
NOVIEMBRE	62	-	-
DICIEMBRE	67	-	-
MEDIA	69	-	-

Fuente: Senamhi

2.1.4.1.5. EVAPORACIÓN

Estos datos fueron obtenidos de la estación Climatológica de Villa Montes, cuya media anual es de 4,508mm, los datos detallados se encuentran en la tabla 11.

Tabla 13 Evaporación (mm) Medias Anuales

Evaporación (mm)	Villa Montes	Palos Blancos	Timboy
ENERO	5,2	-	-
FEBRERO	5	-	-
MARZO	4,7	-	-
ABRIL	3,5	-	-
MAYO	2,9	-	-
JUNIO	2,5	-	-
JULIO	3,2	-	-
AGOSTO	4,2	-	-
SEPTIEMBRE	5,1	-	-
OCTUBRE	6,3	-	-
NOVIEMBRE	5,7	-	-
DICIEMBRE	5,8	-	-
MEDIA	4,508	-	-
TOTAL	54,1	-	-

Fuente: Senamhi

2.1.4.1.6. GRANIZADAS

En la zona de estudio no se han presentado granizadas, esto debido a que en la zona no se producen la acumulación de grandes masas de aire frío que se condensen las altas temperaturas del aire.

2.1.4.1.7. HELADAS

La zona del proyecto presenta heladas en los periodos fríos del año con frecuencia en los meses de mayo a septiembre. Las temperaturas mínimas extremas registradas en

la Estación de Villa Montes, son de $-7\text{ }^{\circ}\text{C}$ en el mes de julio, mientras que en los meses restantes (mayo a septiembre) se tienen temperaturas de $-2.5\text{ }^{\circ}\text{C}$ hasta $-7\text{ }^{\circ}\text{C}$.

2.1.4.2. PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS DE LA CUENCA

La base del estudio se considera la evaluación de las variables hidrológicas que se puede obtener de la zona, a partir del cual se propone el sistema de drenaje, para lo cual se realizaron las siguientes tareas:

- Análisis de la información hidrológica existente.
- Evaluación de las precipitaciones extremas, estimación de caudales de los cursos.

2.1.4.2.1. ÁREA DE LA CUENCA

La delimitación de cuencas de drenaje fue realizada en las imágenes satelitales de formato raster a través del programa Global Mapper y verificadas con cartas geográficas 1:50000, de las cuales también se extrajeron las longitudes de los cursos principales y áreas de las mismas. Los planos que muestran las delimitaciones de cuencas adoptadas para el estudio están en el **Anexo Hidrología Tabla H38**

La delimitación de Cuencas y determinación de parámetros como área perímetro pendiente de la cuenca, longitud del río principal con el programa Global Mapper.

Los parámetros geomorfológicos de las diferentes cuencas proporcionan las características de funcionamiento en la evaluación de las aguas que provienen de las lluvias. Los parámetros necesarios que se utilizaron fueron los siguientes:

- Área de la Cuenca
- Longitud del cauce principal
- Pendiente de Cauce

Las áreas de las cuencas fueron determinadas de una imagen satelital y verificadas con la carta geográfica de la zona a escala de 1:50.000

2.1.4.2.2. LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

Las longitudes de los cauces principales fueron determinados de una imagen satelital y verificadas con la carta geográfica de la zona a escala de 1:50.000, (**ver Anexo Hidrología Tabla H19**)

2.1.4.2.3. PENDIENTE DEL CAUCE

La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores que controlan el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas, **(ver Anexo Hidrología Tabla H19)**

En el proyecto se calculó la pendiente de la cuenca a través de la pendiente media, cuya expresión es la siguiente:

$$S=H/L$$

Dónde: S =Pendiente de la Cuenca
 H =Desnivel total (Cota en la parte más alta – Cota en la Estación de aforo)

L = Longitud del cauce

2.1.4.3. ANALISIS DE DATOS

Se procedió a determinar la Función de Distribución de Probabilidades, que describe el comportamiento estadístico de la Precipitación Máxima en 24 Hrs. El Modelo Matemático Probabilístico usado para este tipo de evento ha sido el de Gumbel, el cual ha tenido un buen ajuste según el test de Kolmogorov – Smirnov.

2.1.4.3.1. TEST DE CONSISTENCIA DEL SMIRNOV KOLMOGOROV

El estadístico Smirnov Kolmogorov D considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P(x)$ de la función de probabilidades teórica, escogida $P_0(x)$ tal que.

$$\Delta_{max} = \max(P(x) - P_0(x))$$

$\Delta_{max} \leq \Delta_0$

La prueba requiere que el valor Δ_{max} calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado Δ_0 para un nivel de probabilidad requerido, donde el valor estadístico Δ_{max} es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida, el nivel de probabilidad entre valores de 0.05 y 0.01 que son los más usuales y el valor crítico Δ_0

de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y n . (α nivel de significación en %, n número de datos)

Si el valor calculado Δ_{max} es mayor que el Δ_0 , El Modelo Matemático de Distribución Probabilística de Gumbel escogido se debe rechazar, lo cual fue comprobado. (ver **Anexo Hidrología Tabla H1, Tabla H2, Tabla H3**).

2.1.4.3.2. MODELO DE DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA DE GUMBEL

Es empleado y ampliamente en Hidrología, especialmente para eventos extremos; su Función para la Densidad Acumulada FDA es:

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{(X-\mu)}{\alpha}}} \quad (1)$$

Para: $-\infty < X < \infty$

$$0 < \alpha < \infty$$

$$0 < \mu < \infty$$

Siendo: α : Parámetro de escala.

μ : Parámetro de posición o moda.

σ : Desviación estándar

X_m : media

X_i : datos

Dónde:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma \quad \sigma = \sqrt{\frac{(X_i - X_m)^2}{n-1}}$$

$$X_m = \frac{\sum_i^n X_i}{n} \quad \mu = X_m - 0.5772\alpha$$

El parámetro α es un parámetro de escala, constituyendo una medida de dispersión de los datos en torno a un valor central. El parámetro μ es un parámetro de posición, constituyéndose en una medida de tendencia central, es decir la moda de la distribución.

2.1.4.3.2.1. DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIA ACUMULADA

El análisis de frecuencias acumuladas, con la Ley de Gumbel (Ley de máximos y mínimos) fue realizado para verificar la hipótesis de que la mencionada distribución, es la que mejor se ajusta a las series analizadas. Para este fin se siguió el procedimiento descrito a continuación:

2.1.4.3.2.2. CALCULO DE LA FRECUENCIA DE OCURRENCIA DEL EVENTO (PROBABILIDAD SEGÚN WEIBULL)

Conocido también como probabilidad empírica. Fueron calculadas las probabilidades de no excedencia P_{ne} (Probabilidad de no excedencia) y de excedencia P_e (Probabilidad de Excedencia).

$$P_{ne} = \frac{m}{n+1}$$

$$P_e = 1 - P_{ne}$$

Donde:

m = Orden del registro procesado.

n = Número de datos de la serie.

2.1.4.3.2.3. PERIODO DE RETORNO

Definido como la inversa de la probabilidad de excedencia de un evento.

$$T = \frac{1}{P_e}$$

Estos cálculos se encuentran en el **Anexo Hidrología Tabla H8.**

2.1.4.3.2.4. PROCESO ESTADÍSTICO DE LAS SERIES SEGÚN LA LEY DE GUMBEL

El proceso estadístico de las máximas históricas, se llevó a cabo aplicando las directrices de la ley de Gumbel, para cada serie de cada estación. Este proceso fue realizado con el objeto de obtener los valores de precipitación más probables para diferentes periodos de retorno, para fines de generar los caudales de diseño para el sistema hidráulico del tramo vial en estudio. Este proceso se realizó siguiendo la metodología presentada a continuación

2.1.4.3.2.5. OBTENCIÓN DE LA MEDIA

La media de cada una de las series de máximos fue calculada con la siguiente expresión:

$$\bar{h\bar{t}} = \frac{\sum_i^n h t_i}{n}$$

2.1.4.3.2.6. OBTENCIÓN DE DESVIACIÓN STANDARD (D.S.)

Asimismo para cada serie fue estimada, la desviación standard, para $n + 1$ datos:

$$\sigma\{h\bar{t}\} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (h_i - \bar{h\bar{t}})^2}{n-1}}$$

2.1.4.3.2.7. CÁLCULO DE LA MODA

También conocido como valor modal:

$$Et = \bar{h}_t - 0.45 * \sigma\{h_t\}$$

El valor modal fue calculado para cada una de las series de cada estación estudiada, a su vez los valores obtenidos fueron promediados para fines de una caracterización hidrológica de la zona en estudio.

2.1.4.3.2.8. PARÁMETRO CARACTERÍSTICO

Este parámetro fue calculado para cada una de las series de cada estación. El mismo caracteriza a una zona de igual clima, es decir que debe ser único y constante para el área de influencia hidrológica de la estación. Según la teoría probabilística este parámetro varía generalmente entre 0,5 y 1,5. Si el valor de Kd es mayor que 1.5, es necesario reprocesar la serie depurando los datos que causan el incremento de Kd

$$Ct = \frac{\sigma\{h_t\}}{0.557 * Et}$$

El promedio de los valores obtenidos fue considerado como el "Kd" o valor característico de cada estación. Finalmente para fines de la caracterización hidrológica de la zona estudiada, los "Kd" de cada estación fueron ponderados según el número de datos que se tienen en cada estación, obteniendo así, el valor característico de la zona de proyecto:

Valor Característico de la Zona de Proyecto: Kd= 0.60

Tabla 14 Parámetro Característico por Estación

Valor característico "Kd"		
<i>Timboy</i>	<i>Palos Blancos</i>	<i>Villa Montes</i>
0.61	0.60	0.57
<i>Parámetro Característico Zonal:</i>		0.60

Fuente: Elaboración Propia

Todos estos parámetros se encuentran calculados en el **Anexo Hidrología Tabla H7.**

2.1.4.3.3. CÁLCULO DE LAS PRECIPITACIONES TEÓRICAS

Denominada también curva de probabilidad para cada duración. Inicialmente fueron calculadas las precipitaciones máximas correspondientes a duraciones de 24 horas,

para tiempos de retorno correspondientes a los períodos de retorno teóricos de cada estación según la ley:

2.1.4.3.3.1. MEDIANTE GUMBELL MODIFICADO

GUMBELL MODIFICADO soluciona el problema de contar con precipitaciones menores a la diaria ya que los registros del senamhi son precipitaciones máximas para 24 horas

$$h_{tT} = Ed * \left(\frac{t}{\alpha} \right)^\beta * [1 + Kd * \log(T)]$$

Donde:

Ed= moda ponderada

Kd= característica ponderada

T= periodo de retorno

h_{Tt}= Altura de lluvia máxima horaria.

t= Tiempo de duración de la lluvia

β= Exponente que varia de 0.20 a 0.30

α= Equivalente de lluvia diaria que depende

de la magnitud de la cuenca:

α= 12 para: *Ac*>20 [km²]

α= 2 para: *Ac*<20[km²]

EL Cálculo de las lluvias máximas mediante Gumbel modificado se encuentra en el

Anexo Hidrología Tabla H8

2.1.4.3.3.2. CÁLCULO DE PRECIPITACIONES DE CORTA DURACIÓN (AJUSTE DE LA CURVA)

El ajuste de la curva de Gumbel fue generado a partir de los valores de precipitación teórica, mediante un proceso de regresión, calculado con el método de mínimos cuadrado, este proceso fue realizado con el fin de obtener precipitaciones para tormentas de corta duración de 5, 10, 15, 20 y 30 min.

2.1.4.3.3.3. AJUSTE DE MÍNIMOS CUADRADOS

Existen numerosas leyes físicas en las que se sabe de antemano que dos magnitudes *x* e *y* se relacionan a través de una ecuación lineal

$$y = ax + b$$

Donde las constantes *b* (ordenada en el origen) y *a* (pendiente) dependen del tipo de sistema que se estudia y, a menudo, son los parámetros que se pretende encontrar.

A partir de una serie de datos experimentales, con mucha frecuencia resulta provechoso determinar la relación matemática entre las variables dependiente e independiente. Una forma por demás conveniente, es a través de una ecuación que se ajuste a los datos; en el caso de los datos experimentales, la ecuación de ajuste, se llama empírica y es muy particular tanto de los datos como del fenómeno mismo.

Una vez que se han localizado los pares ordenados (x, y) de un experimento en el plano cartesiano de un papel milimétrico, se traza o dibuja la línea curva, según sea la tendencia general de los puntos ordenados (x, y) para determinar el tipo de relación funcional que existe entre las variables. Por lo general estas relaciones son cuatro formas básicas o fundamentales:

- *Lineales*
- *Potenciales*
- *Exponenciales*

A partir de las cuales se puede identificar la representación de los datos experimentales, lo que a su vez, facilitará la determinación de la curva empírica.

DEDUCCION DE FORMULAS

LINEAL

$$Y = ax + \beta$$

$$\begin{cases} \Sigma Y = a\Sigma X + \beta N \\ \Sigma X * Y = a\Sigma X^2 + \beta\Sigma X \end{cases}$$

POTENCIAL

$$Y = \alpha \cdot X^\beta$$

$$\log Y = \log \alpha + \beta \cdot \log X$$

Llevando a la forma lineal utilizando logaritmos

$$\begin{cases} \Sigma \log Y = \log \alpha \cdot N + \beta \cdot \Sigma \log X \\ \Sigma \log X \cdot \log Y = \log \alpha \cdot \Sigma \log X + \beta \cdot \Sigma (\log X)^2 \end{cases}$$

EXPONENCIAL

$$Y = \alpha + \beta^X$$

$$\log Y = \log \alpha + X \log \beta$$

Llevando a la forma lineal utilizando logaritmos

$$\begin{cases} \Sigma \log Y = \log \alpha \cdot N + \log \beta \cdot \Sigma X \\ \Sigma X \cdot \log Y = \log \alpha \cdot \Sigma X + \log \beta \cdot \Sigma X^2 \end{cases}$$

Para encontrar el mínimo hay que igualar la primera derivada a cero, y despejando.

El ajuste de los mínimos cuadrados funciona llevando a la segunda derivada la ecuación fundamental y luego resolviendo el sistema de ecuaciones, coeficientes de las ecuaciones que se encuentran en el **Anexo Hidrología Tabla H10**

2.1.4.3.4. CURVAS DURACIÓN – INTENSIDAD – FRECUENCIA

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Una vez obtenidos los valores de precipitación para la zona de proyecto, fue posible el cálculo de la intensidad correspondiente a cada duración y periodos de retorno analizados, con la expresión:

$$I = \frac{ht, T}{t}$$

Donde:

I = Intensidad [mm / hr.].

h t , T = Precipitación correspondiente a una duración t , con un periodo de retorno T [mm]

t = Duración de la tormenta [hr.]

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

La curva Duración Intensidad Frecuencia obtenida corresponde a la ecuación presentada a continuación:

$$i = \frac{KT^n}{d^\lambda}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K , λ , n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

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

A partir de estos valores, con un procedimiento de regresión compuesta fue posible determinar la ecuación y los coeficientes correspondientes a la curva Duración – Intensidad – Frecuencia de la zona de Proyecto:

$$i = \frac{2438.26xT^{0.14554}}{d^{0.92909}}$$

2.1.4.4. ANÁLISIS DE CUENCAS

2.1.4.4.1. DETERMINACION DE CAUDALES

Para la determinación del cálculo de caudales se optó por el método SCS (Soil Conservation Service) debido a que no tiene las mismas restricciones que el racional y cuenta con la misma credibilidad según el manual de hidrología y drenaje de la abc (Administradora Boliviana de Carreteras)

2.1.4.4.1.1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración de la cuenca se define como el tiempo necesario para que la partícula de agua hidráulicamente más alejada alcance la salida de la cuenca (coincidente con el punto donde se desea calcular el caudal).

Se pueden utilizar las expresiones que se resumen en **la tabla 16 y tabla 17**.

Por ser este tipo de expresiones producto de resultados empíricos, obtenidos bajo ciertas condiciones particulares, es necesario tener presente que debe juzgarse cualitativamente la factibilidad física del resultado entregado, previo a su aceptación.

La **tabla 16** entrega expresiones válidas para casos en que se toma la cuenca como un todo, es decir, en cuencas propiamente tales donde el flujo escurre en una red de cauces o secciones bien definidas; En la **tabla 17** presenta expresiones desarrolladas para tiempos de concentración de superficies de aporte relativamente planas tales como aeropuertos, áreas adyacentes a la plataforma de la vía, áreas de servicio, estacionamientos y similares. También cabe mencionar que el tiempo de concentración no siempre coincide con el punto más alejado de la desembocadura sino a la trayectoria cuyo tiempo de viaje es el mayor.

Tabla 15 TIEMPOS DE CONCENTRACION PARA CUENCAS (Tc)

Autor	Expresión	Observaciones
Normas Españolas	$T_c = 18 L^{0,76} / S^{0,19}$	
California Culverts Practice (1942)	$T_c = 57 (L^3 / H)^{0,385}$	Cuencas para cordilleras y cerros empinados
Normas Españolas	$T_c = 18 L^{0,76} / S^{0,19}$	
Giandotti	$T_c = 60 ((4 A^{0,5} + 1,5 L) / (0,8 H m^{0,5}))$	Cuencas pequeñas con pendiente
SCS(1975)	$T_c = 258,7 L^{0,8} ((1000/CN)-9)^{0,7} / 1900 S^{0,5}$	Cuencas rurales

Kirpich	$T_c = 0.0003245 L^{0,77} S^{-0,85}$	Se empleó inicialmente para cuencas Tennessee y Pensilvania por lo se debe aplicar a zonas de similar topografía
Rowe	$T_c = ((0.87 L^3)/(\Delta m))^{0,385}$	Cuencas Grandes
Bransby- Williams	$T_c = 14 * L * A^{-0,1} S^{-0,2}$	Para cuencas menores a 75 Km ²

Fuente: Ven Te Chow. Hidrología para Ingenieros. , Manual Hidrología y Drenaje ABC

Notación:

T_c = tiempo de concentración (min)

T_c = tiempo de concentración kirpich (hrs) L = longitud cauce (km)

S = pendiente (m/m)

A = área de la cuenca en km²

H_m = diferencia de nivel en m entre la cota media de la cuenca y la salida

H = diferencia de nivel total entre cotas extremas de la cuenca (m) CN = Número de Curva

Δm = Diferencia de cotas (m)

Tabla 16 TIEMPOS DE CONCENTRACION AREAS PLANAS (T_c)

Autor	Expresión	Observaciones
Federal Aviation Agency, 1970	$T_c = 123.72 (1,1-C) L^{0,5} / (100S)^{0,33}$	Aeropuertos
Izzard, 1946	$T_c = 525.28 (0.0000276i + C) L_s^{0,33} / (i^{0,667} S^{0,333}) (1)$	Experimentos de
Morgali y Linsley, 1965	$T_c = 7 L_s^{0,6} n^{0,6} / (i^{0,4} S^{0,3}) (1)$	Flujo superficial

Fuente: Ven Te Chow. Hidrología para Ingenieros. , Manual Hidrología y Drenaje ABC

Notación:

T_c = tiempo de concentración (mín)

L_s = longitud de escurrimiento superficial (m) L = longitud cauce (km)

S = pendiente (m/m)

i = intensidad de lluvia (mm/h)

C = coeficiente de escurrimiento

n = rugosidad superficial de Manning

2.1.4.4.1.2. METODO SCS (SOIL CONSERVATION SERVICE)

Este proceso fue desarrollado utilizando el método del Hidrograma Unitario de Mockus de forma triangular, que lo usa el SCS (Soil Conservation Service), la cual a pesar de su simplicidad proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma: caudal punta (Q_p), tiempo base (t_b) y el tiempo en que se produce la punta (t_p).

$$Q = Pe * qp$$

Donde:

Q = Caudal [m³ / s]

Pe = Precipitación Efectiva [mm.]

qp = Caudal Unitario [m³ / s / mm.]

2.1.4.4.1.2.1. CÁLCULO DEL CAUDAL UNITARIO

Este parámetro corresponde al siguiente modelo:

$$qp = \frac{0.208 * A}{T_p}$$

Donde:
 A = Área de la cuenca [Km²]

$T_p =$ Tiempo al Pico [hr]

Donde:

$de =$ Duración Efectiva [hr]

$T_p =$ Tiempo al Pico [hr]

$Tr =$ Tiempo de Retardo [hr]

$$T_p = \frac{de}{2} + Tr$$

$$de = 2 * \sqrt{tc}$$

$$Tr \cong 0.6 * tc$$

Donde:

$tc =$ Tiempo de Concentración [hr]

2.1.4.4.1.2.2. CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA

Es la precipitación que se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca tomando en cuenta las pérdidas por evaporación y la filtración con algo de intercepción y almacenamiento superficial.

La precipitación efectiva fue determinada a partir de la siguiente expresión:

$$Pe = \frac{\left(he - \frac{508}{CN} + 5.08 \right)^2}{he + \frac{2032}{CN} - 20.32}$$

Donde:

$Pe =$ Precipitación Efectiva [cm]

$he =$ Precipitación correspondiente a una duración igual al tiempo de retardo [cm]

$CN =$ Número de curva (Método del SCS)

2.1.4.4.1.2.3. NÚMERO DE CURVA

El Soil Conservation Service (SCS) desarrolló en la década de los setenta un método empírico para el cálculo de la transformación de lluvia en escorrentía, que surgió de la observación del fenómeno hidrológico en distintos tipos de suelo, usos y condiciones de humedad antecedente. Para estandarizarlo se definió un número adimensional de curva, que se conoce como CN, de forma tal que $0 < CN < 100$. Para superficies impermeables y con espejos de agua el CN vale 100; para superficies naturales, $CN < 100$ y para superficie sin escurrimiento CN vale cero. Los valores de CN han sido tabulados para diferentes tipos de suelo y de uso de la tierra (VEN TE CHOW, MAIDMENT y MAYS, 1994).

Método de los números de escurrimiento (U.S. Soil Conservation Service)

Tipo de suelo	Textura del suelo
A	Arenas con poco limo y arcilla (suelos muy permeables).
B	Arenas finas y limos.
C	Arenas muy finas, limos, suelo con alto contenido de arcilla.
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con sub horizonte de roca sana (suelos muy impermeables)

Tabla 18 NC en función del tipo de suelo

Selección de N

Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno (%)	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	--	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	> 1	72	81	88	91
	Surcos rectos	< 1	67	78	85	89
	Contorneo	> 1	70	79	84	88
	Contorneo	< 1	65	75	82	86
	Terrazas	> 1	66	74	80	82
	Terrazas	< 1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	> 1	65	76	84	88
	Surcos rectos	< 1	63	75	83	87
	Contorneo	> 1	63	74	82	85
	Contorneo	< 1	61	73	81	84
	Terrazas	> 1	61	72	79	82
	Terrazas	< 1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	> 1	66	77	85	89
	Surcos rectos	< 1	58	72	81	85
	Contorneo	> 1	64	75	83	85
	Contorneo	< 1	55	69	78	83
	Terrazas	> 1	63	73	80	83
	Terrazas	< 1	51	67	76	80
Pastizales	-----	> 1	68	79	86	89
	-----	< 1	39	61	74	80
	Contorneo	> 1	47	67	81	88
	Contorneo	< 1	6	35	70	79
Pradera permanente	-----	< 1	30	58	71	78
Bosques naturales	Muy ralo	--	56	75	86	91
	Ralo	--	46	68	78	84
	Normal	--	36	60	70	77
	Espeso	--	26	52	62	69
	Muy espeso	--	15	44	54	61
Caminos	De terracería	--	72	82	87	89
	Con superficie dura	--	74	84	90	92

2.1.4.4.1.2.4. DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico y puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta.

Para la determinación de la tormenta de diseño se usó la información de pluviómetros que solo proveen de valores medios en las estaciones de la zona del proyecto.

2.1.5. ESTUDIO DE TRÁFICO

2.1.5.1. ASPECTOS GENERALES

Al tratarse de un tramo variante de la ruta F11 en donde actualmente existe tan solo dos subtramos de los tres q lo componen con tránsito vehicular mientras que el otro aun no a sido abierto ni existe un camino rustico tampoco, es necesario considerar que el transito q actualmente circula por la ruta F11, circulara en lo futuro por esta variante aumentando el trafico actual de la zona, es de esta manera que se ha previsto primeramente un conteo vehicular sobre la ruta F11 y otro conteo en uno de

los subtramos donde se presenta el mayor movimiento de tráfico en la zona de proyecto denominando al primer conteo como tráfico derivado y al segundo como tráfico normal, los cuales a su vez están compuestos de su propio generado y desarrollado conforme a los índices de crecimiento económico del departamento de Tarija y de la zona, para este cometido se realizó aforos vehiculares y encuestas origen destino tomando en cuenta la clasificación vehicular sugerida por la ABC (Administradora Boliviana de Carreteras).

Tabla 19 CLASIFICACION VEHICULAR SEGÚN LA ABC

CODIGO	TIPO DE VEHICULO
1	Automóviles, Jeeps y Vagonetas
2	Camionetas (hasta 2 Tn)
3	Minibuses (hasta 15 pasajeros)
4	Microbuses (hasta 21 pasajeros)
5	Bus Mediano (Hasta 36 pasajeros)
6	Bus Grande (Hasta 50 pasajeros)
7	Camión Mediano (Hasta 5.5 Tn)
8	Camión Grande, 2 ejes (5.5 a 10 Tn)
9	Camión Grande, 3 ejes (10 Tn. o mas)
10	Camión Semiremolque
11	Camión con Remolque
12	Otros Vehículos

Fuente: manual ABC

2.1.5.2. AFOROS VEHICULARES

2.1.5.2.1. EVOLUCION HISTORICA DEL TRÁFICO VEHICULAR

Tabla 20 EVOLUCION HISTORICA DEL TRÁFICO VEHICULAR (TPDA)

a) Datos Extractados de la Estadística Vial /ABC. (EX S.N.C.)

TRAMO	ESTACION	RUTA Nº	TASA DE CRECIMIENTO	LONGITUD (Km)	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
Palos Blancos-Villa Montes	Puente Ustarez	11	6,19	70	347	356	410	559	509		

Fuente: Servicio Nacional de Caminos/Administradora Boliviana de Carreteras/2014

b) Datos Calculados en base a Proyecciones

TRAMO	ESTACION	RUTA Nº	TASA DE CRECIMIENTO	LONGITUD (Km)	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
Palos Blancos-Villa Montes	Puente Ustarez	11	6,19	70	347	356	410	559	509	594	647

Fuente: Elaboración Propia

2.1.5.2.2. COMPOSICIÓN DEL TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL

Mediante los datos proporcionados por la ABC en el tramo Palos Blancos – La Central, se tiene un TPDA de 509 resultado de un aforo en el año 2012 y el aforo para el año 2014 se determinó un TPDA de 483 esta reducción se justifica por la época del año en que existieron derrumbes y otros problemas que imposibilitan el libre tránsito de vehículos pero valor que fue corregido al realizar las proyecciones. (Ver Anexo Trafico Tabla TR1)

2.1.5.2.3. DISTRIBUCIÓN SEMANAL DEL TRÁFICO VEHICULAR

*La variación semanal del tránsito en la ruta, se resume en la **Tabla TR2** que muestra la variación diaria (24 horas) de los volúmenes durante la semana, **La Figura TR2** muestra la misma información en forma de histograma.*

2.1.5.2.4. TRÁFICO PROMEDIO ANUAL

El análisis de Volúmenes de Tránsito, el Tráfico Promedio Diario Anual o la media poblacional, se estima en base al tránsito Promedio Diario Semanal TPDS o media muestra mediante la siguiente expresión.

$$TPDA = TPDS \pm A$$

Donde: A= máxima diferencia entre el TPDA y el TPDS

El valor A, sumado o restado al TPDS, define el intervalo de confianza dentro del cual se encuentra el TPDA, para un determinado nivel de confiabilidad, el valor de A es:

$$A = KE$$

Donde:

K= número de desviaciones estándar

E = σ = error estándar de la media

σ = Estimador de la derivación estándar poblacional (T)

La relación entre los volúmenes de Tránsito Diario Anual y Semanal es:

$$TPDA = TPDS \pm A = TPDS \pm KE$$

*En la Distribución Normal, para niveles de confiabilidad del 90% y 95% los valores de la constante K son 1,64 y 1,96 respectivamente (ver **Tabla TR2**).*

2.1.5.2.5. PROYECCIONES DEL TRÁFICO

La información recopilada permitió efectuar el procesamiento y el análisis de la demanda, o más concretamente el análisis y cuantificación del tráfico vehicular futuro para el periodo de vida útil de la carretera; veinte (20) años. Esta actividad fue cuantificada relacionando los parámetros socio-económicos actuales como cambios en la economía del país y los cambios en los precios de mercancías originando cambios en la demanda de transporte., así como la evolución normal del tráfico en la ruta.

*Para proyectar el tráfico actual en la vía existente entre Palos Blancos – La Central a tráfico futuro en la nueva vía entre La Central - Yumbia se ha utilizado el T.P.D.A. existente en el tramo Palos Blancos – Villa Montes proporcionado por la ABC constituyéndose como el Tráfico derivado que es el que se produce cuando existen rutas paralelas utilizando el tráfico la ruta de menor costo, la cual no necesariamente es la más corta. Por ello la pavimentación puede atraer el tráfico de una ruta paralela debido a las mayores velocidades que se imprimen en rutas paralelas, por otro lado realizamos una proyección a partir del TPDA aforado el 2014 que es de 253 que sería nuestro tráfico normal pero al no tener registros históricos utilizamos el modelo de crecimiento geométrico el cual solo requiere un índice de crecimiento anual y adicionalmente lo comparamos con datos conseguidos del SEDECA en un aforo que hicieron el año 2004 del tramo Palos Blancos – Ibopeiti para mayor certeza en los resultados indicado en la **Tabla TR1**.*

*Para la proyección de tráfico se ha recurrido a la información de la Administradora Boliviana de Carreteras (**Tabla TR1**) donde se presenta la serie histórica del TPDA de los tramos Palos Blancos – Villa Montes correspondiente al periodo del año 2008 - 2012, estos datos fueron útiles para la clasificación por tipo de vehículos desagregados en livianos, buses y pesados.*

MODELO CAUSAL

El modelo asumido para la proyección del tráfico vehicular es el Modelo Causal, el cual se basa en un pronóstico causal y se fundamenta en la posibilidad de confiar en el comportamiento de una variable que podría explicar los valores que asumiría la

variable a proyectar. La variable conocida se denomina Variable Independiente y la estimada Variable Dependiente, y la forma más común de hacer una proyección causal es el ajuste de curvas, el cual se puede realizar aplicando el Método de los Mínimos Cuadrados.

Los datos del TPDA de los tramos Palos Blancos – Villa Montes fueron proyectados para realizar una comparación con el TPDA aforado en el tramo Palos Blancos-La Central ajustados con respecto al tiempo constituyéndose como el Trafico Derivado, utilizando ecuaciones del tipo lineal, exponencial y potencial, que comparativamente sirvieron para el análisis de resultados y elección de alternativas.

METODO DE LOS MÍNIMOS CUADRADOS.

Existen numerosas leyes físicas en las que se sabe de antemano que dos magnitudes x e y se relacionan a través de una ecuación lineal

$$\mathbf{y = ax + b}$$

Donde las constantes b (ordenada en el origen) y a (pendiente) dependen del tipo de sistema que se estudia y, a menudo, son los parámetros que se pretende encontrar.

Cuando se dispone de una serie de datos experimentales, con mucha frecuencia resulta provechoso determinar la relación matemática entre las variables dependiente e independiente. Una forma por demás conveniente, es a través de una ecuación que se ajuste a los datos; en el caso de los datos experimentales, la ecuación de ajuste, se llama empírica y es muy particular tanto de los datos como del fenómeno mismo.

Una vez que se han localizado los pares ordenados (x, y) de un experimento en el plano cartesiano de un papel milimétrico, se traza o dibuja la línea curva, según sea la tendencia general de los puntos ordenados (x, y) para determinar el tipo de relación funcional que existe entre las variables las más utilizadas son:

- *Lineales*
- *Potenciales*
- *Exponenciales*

DEDUCCION DE FORMULAS

LINEAL

$$Y = ax + \beta$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma Y = a\Sigma X + \beta N \\ \Sigma X * Y = a\Sigma X^2 + \beta\Sigma X \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma Y = a\Sigma X + \beta N \\ \Sigma X * Y = a\Sigma X^2 + \beta\Sigma X \end{array} \right.$$

POTENCIAL

$$Y = \alpha \cdot X^\beta$$

$$\log Y = \log \alpha + \beta \cdot \log X$$

Llevando a la forma lineal utilizando logaritmos

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma \log Y = \log \alpha \cdot N + \beta \cdot \Sigma \log X \\ \Sigma \log X \cdot \log Y = \log \alpha \cdot \Sigma \log X + \beta \cdot \Sigma (\log X)^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma \log Y = \log \alpha \cdot N + \beta \cdot \Sigma \log X \\ \Sigma \log X \cdot \log Y = \log \alpha \cdot \Sigma \log X + \beta \cdot \Sigma (\log X)^2 \end{array} \right.$$

EXPONENCIAL

$$Y = \alpha + \beta^X$$

$$\log Y = \log \alpha + X \log \beta$$

Llevando a la forma lineal utilizando logaritmos

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma \log Y = \log \alpha \cdot N + \log \beta \cdot \Sigma X \\ \Sigma X \cdot \log Y = \log \alpha \cdot \Sigma X + \log \beta \cdot \Sigma X^2 \end{array} \right.$$

Para encontrar el mínimo hay que igualar la primera derivada a cero, despejando la segunda derivada la ecuación fundamental y luego resolviendo el sistema de ecuaciones, coeficientes de las ecuaciones que se encuentran en el Anexo Trafico

Tabla TR4 Lineal, Tabla TR5 Exponencial, Tabla TR6 Potencial.

Ecuación Lineal: $Y = A + B * X$ (1)

A =	-105490.80
B =	52.7
R =	0.88506078
R^2 =	0.78333258

Ecuación, Exponencial: $Y = A * E^{(B*X)}$ (2)

A =	-238.65
B =	0.12174652
R =	0.87922416
R^2 =	0.78333258

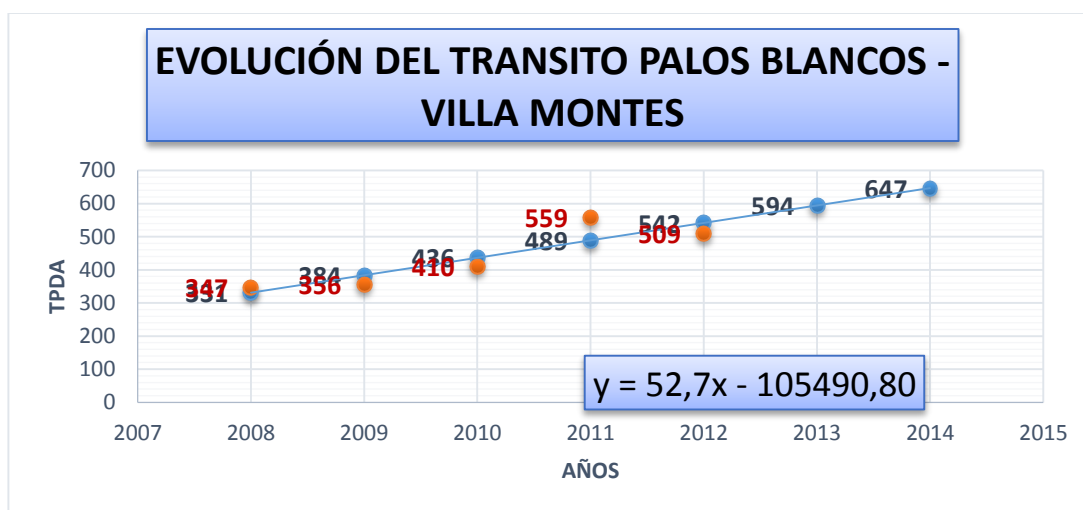
Ecuación, Potencial: $Y = A * X^B$ (3)

A =	-1855.21
B =	244.713897
R =	0.87926725
R^2 =	0.78333258

Los resultados de estas ecuaciones muestran para la Ecuación (1), una correlación $R=88.51\%$ y un coeficiente de determinación $R^2 = 78.33\%$ que corresponde a una mejor medida de ajuste. Las ecuaciones (2) y (3) muestran correlaciones $R= 87.92\%$ y $R= 87.93\%$; sus coeficientes de determinación son $R^2 = 78.33\%$.

En el **Grafico 10** se presenta el ajuste a los datos históricos de la evolución del tránsito (TPDA) desde el año 2008 hasta el año 2012, en la que se determinó la curva de ajuste más factible que resulta ser la ecuación (1), utilizando para la determinación de la proyección del tráfico en el tramo Palos Blancos – Villa Montes.

GRAFICO 6 EVOLUCIÓN DEL TRANSITO



$$TPDA(n) = 52.7 \times n - 105490.80$$

En el caso del tramo Palos Blancos – Yumbia se consideró utilizar el Método Geométrico, por contar con un solo dato obtenido de aforos del ‘‘Plan Vial’’ del SEDECA, Este método da resultados ‘‘optimistas’’ y debe emplearse con mucha precaución. Tan sólo debe aplicarse a comunidades en plena dinámica de crecimiento, con grandes posibilidades de desarrollo y horizontes libres (ver Anexo Trafico **Tabla TR7** y el **Grafico TR7**).

$$TPDA = TA (1+i)^n$$

$$TPDA = 253(1+7.51)^n$$

Al analizar la serie de datos del periodo 2008 – 2012, se determinó la siguiente tasa de crecimiento para el tramo Palos Blancos – Villa Montes

- Tasa de Crecimiento del TPDA aplicando la fórmula lineal (Palos Blancos – Villa Montes) = 6.19% **(ver Anexo Trafico Tabla TR4).**
- Tasa de Crecimiento del TPDA aplicando formula geométrica (Palos Blancos – Yumbia) = 7.51%.

La explicación analítica de esta tasa se desagrega de la siguiente forma:

Las tasas de crecimiento encontradas es producto de aplicar la fórmula lineal del índice de crecimiento anual comúnmente utilizada y expresada por la siguiente relación.

$$I = 1/n^n \times \sum(Pn/Po) - 1^3$$

Donde:

n = número de años

Pn = TPDA final

Po = TPDA inicial

2.1.5.2.6. TASA DE CRECIMIENTO

La tasa promedio de crecimiento anual del tráfico en el periodo 2008 - 2012 fue del 6.19%, considerando que la variable fundamental en el cálculo de beneficios es el tráfico, en el caso de la zona de Yumbia la tasa de crecimiento determinada fue de 7.51% obtenido mediante un promedio de los siguientes índices de crecimientos:

Tabla 21 INDICES DE CRECIMIENTO

Variabes	indice
extraccion hidrocarburos	11,0%
incremento de pasajeros	0,6%
incrfemento de carga	13,1%
parque automotor	5,3%
INDICE PONDERADO	7,5%

Fuente: INE

Con esta tasa efectuamos la Proyección del Tráfico Futuro, utilizando el Método Geométrico mediante la siguiente expresión:

$$TPDAn = TPDAo * (1 + i)^n (^4)$$

2.1.5.2.7. *ESTIMACIÓN DE LA PROYECCIÓN DEL TRÁFICO*

2.1.5.2.7.1. *EVOLUCIÓN DEL PARQUE AUTOMOTOR*

*El análisis de la evolución del Parque Vehicular permite tener otra referencia para la tasa de crecimiento en la proyección de TPDA. Haciendo el mismo análisis que en el acápite anterior, se lograron los resultados que se presentan en el **Anexo Trafico Tabla TR8.***

TASA : 5.34%; R2: 0,8681

2.1.5.2.7.2. *CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN*

*Para el estudio se ha tomado en cuenta el crecimiento de la población en el departamento de Tarija. El **Anexo Trafico Tabla TR11** muestra la población considerada para su análisis y la obtención de la tasa de crecimiento.*

TASA : 2.11% ; R2: 0,9999

2.1.5.2.7.3. *PRODUCTO INTERNO BRUTO*

*Este parámetro por su relación con la producción, se refleja en el transporte de carga traducido en el número de camiones. Una suposición de que el crecimiento del número de camiones tiene relación con el crecimiento del, se consideró el PIB del Departamento de Tarija. En el **Anexo Trafico Tabla TR14** presentan los datos de la evolución del PIB en Miles Bolivianos, asimismo se muestran los resultados del ajuste de curva.*

TASA : 5.09% ; R2: 0,9734

2.1.5.2.7.4. *EVOLUCION DEL CONSUMO DE COMBUSTIBLE*

*El consumo de combustible tiene directa relación con el parque vehicular, en ese sentido la evolución del consumo de combustibles tiene estrecha relación con el crecimiento de los viajes por carretera. En este acápite se analiza por separado la evolución del consumo de Gasolina y Diesel Oil. La información disponible para el análisis de este parámetro corresponde a la Superintendencia de Hidrocarburos (Distrito Comercial de Tarija). Los volúmenes de ventas y los resultados de la regresión se muestran en el **Anexo Trafico Tabla TR17, Tabla TR18, Tabla TR19.***

CONSUMO DE GASOLINA TASA : 26.1% R2: 0,9458

CONSUMO DE DIESEL TASA : 21.8% R2: 0,9651

CONSUMO DE GAS TASA : 34.0% R2: 0,9042

2.1.5.2.8. *VOLUMÉN DEL TRANSITO FUTURO*

Mediante estudios de las series históricas del TPDA para el Tramo Palos Blancos – Villa Montes (véase Anexo 2.1), se llegó a la siguiente Recta de Regresión:

$$y = 52.7 * (x) - 105490.80$$

Donde:

y = TPDA (Tráfico Promedio Diario Estimado, ambos sentidos)

x = Año Calendario

Para el tramo Palos Blancos – Yumbia obtuvimos:

$$y = 253 * (1+i)^n$$

Donde:

y = TPDA (Tráfico Promedio Diario Estimado, ambos sentidos)

n = Cantidad de años que se desea proyectar n=1,2,3,...n()

*Considerando un periodo de 20 años a partir del Año 2018 y tomando como año base los datos encontrados en el año 2014, el cálculo genera para el TPDA (Año 2037) 1859 vehículos/día en Palos blancos Villa Montes; que seguramente se dará en la carretera existente, y Para el mismo año 1337 vehículos/día en la zona de Palos Blancos – Yumbia, para calcular este tráfico véase **Anexo Trafico Tabla TR4, Tabla TR7.***

a) *Para determinar la composición vehicular del tramo en estudio, se tomó en cuenta los datos del Estudio realizado en Febrero/2014 (aforo de vehículos), véase **Anexo Trafico Tabla TR3.***

b) *Para efectos de análisis sobre el TPDA y la composición vehicular, se ha extractado de la **Tabla TR3** la composición del tramo Palos Blancos – Villa Montes, para determinar las proyecciones futuras para el Año (2018) será:*

$$y = 253 * (1+7.51)^4$$

$$y = 338 \text{ vehículos (NORMAL)}$$

$$y = 52.7 * (2018) - 105490.80$$

$$y = 858 \text{ vehículos (DERIVADO)}$$

2.1.5.2.8.1. TRÁFICO NORMAL

Es el tráfico que circula entre Yumbia y Palos Blancos en las condiciones del actual camino es decir la situación sin proyecto.

2.1.5.2.8.2. TRAFICO DERIVADO

Es el tráfico que circula entre Palos Blancos y Villa montes el cual será atraído a esta ruta por las numerosas ventajas que plantea una carretera de estas características en cuanto a transporte se refiere.

2.1.5.2.8.2.1. TRAFICO ACTUAL

El pronóstico del Volumen de Tráfico futuro, el TPDA del año de Proyecto, para la nueva carretera se basa en los volúmenes normales actuales; así como también en los incrementos del tránsito que se espera utilice la nueva carretera, (tramo La Central-Yumbia)

Los Volúmenes de Tráfico Futuro (TF), se derivan a partir del Tráfico Actual (TA) y del Incremento del Tránsito (IT) esperado al final del tiempo de vida útil:

$$TF = TA + IT$$

El Tráfico Actual (TA), es el volumen de tránsito que usará la nueva carretera en el momento de quedar en servicio. El Tráfico Actual se compone del Tráfico Existente (TE) antes de la mejora, más el Tráfico Atraído (Tat) una vez finalizada su rehabilitación total.

$$TA = TE + Tat$$

El Tránsito Actual (TA), se estableció a partir de los aforos vehiculares en el tramo carretero.

$$TA = 253 \text{ vehículos (Palos Blancos – Yumbia)} \quad (\text{Año 2014})$$

$$TA = 483 \text{ vehículos (Palos Blancos – La Central)} \quad (\text{Año 2014})$$

El Crecimiento Normal de Tránsito (CNT), es el incremento del volumen de tránsito debido al aumento normal en el uso de los vehículos, habiéndose considerado el índice de crecimiento del TPDA encontrado.

2.1.5.2.8.2.2. TRAFICO GENERADO

La reducción de los costos generalizados de transporte, introducidos por el mejoramiento de la nueva carretera, trae consigo la aparición de nuevos viajes (pasajeros y carga) que de otro modo no hubieran sido realizados si las condiciones existentes de la vía prevalecieran. Estos nuevos viajes que antes no existían se denominan “Tráfico Generado (TG)”. Esto se debe en parte, que algunas actividades económicas marginales existentes en la región, dejarán de serlo con la reducción de los costos y tiempos en el transporte. Para cuantificar este factor, fue necesario estimar la proporción de los costos de operación vehicular. Por otro lado, dentro del Tránsito Generado se ha adicionado aquel tráfico que pudiere generarse por el uso más intensivo de la tierra al considerar que las condiciones adversas meteorológicas de la zona determinarán una marginal relevancia: sin embargo existirá un desproporcionado crecimiento de viviendas que determinará un Tráfico Generado de gran volumen.

El Tránsito Generado (TG), consta de aquellos viajes vehiculares, distintos a los del transporte público. El tránsito Generado se compone de tres categorías: el Tránsito Inducido (TI) o nuevos viajes no realizados previamente por ningún modo de transporte; El Tránsito Convertido (TC) o nuevos viajes que previamente se hacían masivamente en otro medio de comunicación y que por razón de la nueva carretera se harían en vehículos particulares; el Tránsito Traslado (TT), consistente en viajes previamente hechos a destinos completamente diferentes, atribuibles a la atracción de la nueva carretera.

Según las encuestas de Origen – Destino, se evidencia un crecimiento del transporte por esta ruta, inducidos por la comercialización de diversos productos y la exportación de productos no tradicionales, según este análisis, las proyecciones de exportación de los principales productos agrícolas presentan los siguientes resultados:

Tabla 22 PRODUCCIÓN AGRÍCOLA

CULTIVOS	2007	2008	2009	2014
	(Tn)	(Tn)	(Tn)	(Tn)
Maiz	2362	2470	3084	4095
Soya	55	67	74	85

<i>Sandía</i>	733	767	807	845
<i>Maní</i>	22	25	35	40
<i>Tomate</i>	316	332	394	439
<i>Papa</i>	225	237	281	391
<i>Citricos</i>	930	973	1023	1185

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 23 FLUJO DE TRANSPORTE CARRETERO INTERDEPARTAMENTAL

TRANSPORTE	2011	2012	Variación %
Pasajeros	788.2	783.8	1%
<i>Salida</i>	851.3	824.1	3%
<i>Llegada</i>	726.7	744.5	2%
Carga (Ton)	417.0	471.6	13%
<i>Salida</i>	424.3	503.3	19%
<i>Llegada</i>	409.5	439.3	7%

Fuente: INE

*De acuerdo a datos estadísticos del Departamento de Tarija, en el año 2012, el flujo de carga por transporte carretero en el departamento aumentó en **13%**, debido al incremento de 19% en la salida y 7% en la llegada. El flujo de pasajeros aumentó en **1%**, explicado por el incremento de salidas en pasajeros 2% y llegada de 3%.*

Por otro lado, en el año 2012, el departamento de Tarija registró crecimiento de 5.34% en su parque automotor.

Otro indicador importante es el de las exportaciones. Es así que el año 2012, las exportaciones del departamento de Tarija aumentaron en 22,6% respecto al año anterior, que en términos absolutos representaron 298,8 millones de dólares americanos más al valor registrado en el año 2011. Este incremento se explica por el crecimiento de la Industria Manufacturera en 31,9% y la Extracción de Hidrocarburos 11,0%.

2.1.5.2.8.2.3. TRÁFICO DESARROLLADO

El tránsito Desarrollado (TD), es el incremento del volumen de tránsito debido a las mejoras en el suelo adyacente a la carretera, que forma parte del crecimiento normal del tránsito, pero la experiencia indica que en carreteras con características modernas, el suelo lateral tiende a desarrollarse rápidamente.

El tráfico Desarrollado estará en función a la Construcción de la nueva carretera alcanzando una tasa de crecimiento de tráfico desarrollado por el incremento fundamentalmente de vehículos livianos, ya que las personas que utilizan el servicio

de transporte público preferirán hacerlo ahora en vehículos particulares y/o el transporte público de taxis y/o trufis, por el hecho de que existirá mayor flujo vehicular mucho más rápido y económico que los buses, de esta manera asumimos la tasa anual del crecimiento vehicular del Departamento de Tarija que es del 5.34 %.

2.1.5.2.9. CRECIMIENTO NORMAL DE TRANSITO

El Crecimiento Normal de Tránsito (CNT), en la nueva carretera, conservará el mismo crecimiento, su función definida por otra recta de igual pendiente, tiene el valor de intercepción b de:

TRAFICO NORMAL (PALOS
BLANCOS-YUMBIA)

$$y = b \cdot (1+a)^n$$

$$338 = b \cdot (1+7.51)^4$$

$$b = 253(\text{aforado})$$

$$TA(2018) = 338 \text{ vehículos}$$

TRAFICO DERIVADO (PALOS
BLANCOS-LA CENTRAL)

$$y = 52.7 \cdot (x) - 105490.80$$

$$y = 52.7 \cdot (2014) - 105490.80$$

$$y = 483(\text{aforado})$$

$$TA(2018) = 858 \text{ vehículo}$$

El CNT = 0 (cero), para la nueva carretera en el año $x = 2018$, ya que a partir de este año, el tránsito normal empezará a crecer

$$CNT(2014) = 0 \text{ (año que se pondrá en servicio la carretera)}$$

2.1.5.2.10. TRANSITO COMPUESTO

Una vez estimados todos los tipos de Tráfico, se obtiene el Tránsito Total, el cual es simplemente la suma del Tránsito Normal, Tránsito Generado y el Tránsito Desarrollado, todos ellos expresados en términos anuales.

La composición vehicular asignada para el Tránsito Total en el tramo; se presenta en la **Tabla TR 18 del Anexo Trafico**

El incremento del Tránsito (IT), se expresa:

$$IT = CNT + TG + TD$$

Reemplazando las ecuaciones, se tiene:

$$IT = TA + IT$$

$$IT = (TA + TA_t) + (CNT + TG + TD)$$

El Tránsito Generado (TG) en la nueva carretera se estima que alcanzará el 16% del TA, porcentajes obtenidos de la extracción de hidrocarburos, incremento de pasajeros, incremento de carga, exportaciones de Tarija e industria manufacturera.

*TRAFICO NORMAL (PALOS
BLANCOS-YUMBIA)*

$$TG = 0.16 * TA$$

$$TG = 0.16 * 338$$

$$TG = 54 \text{ vehículos}$$

*TRAFICO DERIVADO (PALOS
BLANCOS-LA CENTRAL)*

$$TG = 0.16 * TA$$

$$TG = 0.16 * 858$$

$$TG = 136 \text{ vehículo}$$

Tránsito Desarrollado (TD) en la nueva carretera se estima que alcanzará el 5% del TA

*TRAFICO NORMAL (PALOS
BLANCOS-YUMBIA)*

$$TD = 0.05 * TA$$

$$TD = 0.05 * 338$$

$$TD = 18 \text{ vehículos}$$

*TRAFICO DERIVADO (PALOS
BLANCOS-LA CENTRAL)*

$$TD = 0.05 * TA$$

$$TD = 0.05 * 858$$

$$TD = 46 \text{ vehículos}$$

El Tránsito Futuro (TF), en la nueva carretera será:

$$TF = TA + CNT + TG + TD$$

TRAFICO NORMAL (PALOS BLANCOS-YUMBIA)

$$TF = 410$$

TRAFICO DERIVADO (PALOS BLANCOS-LA CENTRAL)

$$TF = 1039$$

El Tránsito Futuro para el año 2037 será

TRAFICO NORMAL (PALOS BLANCOS-YUMBIA)

$$TF = 1620 \text{ (ver Anexo Trafico Tabla TR17).}$$

TRAFICO DERIVADO (PALOS BLANCOS-LA CENTRAL)

$$TF = 2253 \text{ (ver Anexo Trafico Tabla TR15).}$$

Los Resultados finales obteniendo un TPDA compuesto por el tráfico normal y el derivado es de 3873 (ver Anexo Trafico Tabla TR18).

2.1.5.2.11. FACTORES DE PROYECCION

1. El Factor de Proyección (FP) del Tránsito está definido mediante la siguiente relación:

$$FP = \frac{TF}{TA}$$

2. El factor de Proyección (FP), se especifica para cada año futuro, sobre la base del tiempo de vida útil del Proyecto de 20 años, mediante la siguiente expresión:

$$TF = FP \times TA$$

2.1.5.3. ENCUESTA ORIGEN- DESTINO

2.1.5.3.1. PROCESAMIENTO DE LAS ENCUESTAS

(1) Las encuestas Origen – Destino (O - D); determinaron las terminales de los viajes realizados por los diferentes vehículos que transitan el tramo en estudio, considerando

Además la identificación de otros parámetros que tienen que ver con los patrones de viaje en la Carretera como ser: la configuración de los ejes de los camiones que circulan por la vía, mercancías transportadas, capacidades y factor de ocupación para los camiones y buses.

(2) Para la aplicación de las Encuestas Origen – Destino se han determinado como Estaciones Palos Blancos y La Central, que logísticamente ha permitido la recolección de datos al ser pasos obligados de ingreso y salida de las movilidades.

(3) Por otra parte a fin de obtener una muestra más representativa de los viajes, se ha determinado la realización de encuestas en un periodo de 7 (siete) días, lo que permite garantizar la confiabilidad de los resultados.

2.1.5.3.1.1. CODIFICACIÓN DE LAS ENCUESTAS ORIGEN DESTINO

La codificación de los principales parámetros registrados en los formularios de Encuesta siguió el siguiente orden:

Nº Estación:

CODIGO
1

ESTACION
Palos Blancos

2

*La Central**Sentido:**CODIGO**ESTACION**1**Palos Blancos – La Central**2**La Central – Palos Blancos**Marca del Vehículo:*

CODIGO	MARCA	CODIGO	MARCA	CODIGO	MARCA
<i>1</i>	<i>Toyota</i>	<i>7</i>	<i>Mercedes Benz</i>	<i>13</i>	<i>Datsun</i>
<i>2</i>	<i>Nissan</i>	<i>8</i>	<i>Daihatsu</i>	<i>14</i>	<i>Mazda</i>
<i>3</i>	<i>Volvo</i>	<i>9</i>	<i>Wolkswagen</i>	<i>15</i>	<i>Escania</i>
<i>4</i>	<i>Mitsubishi</i>	<i>10</i>	<i>Ford</i>	<i>16</i>	<i>Honda</i>
<i>5</i>	<i>Susuki</i>	<i>11</i>	<i>Chevrolet</i>	<i>17</i>	<i>Forlan</i>
<i>6</i>	<i>Izusu</i>	<i>12</i>	<i>Hino</i>	<i>18</i>	<i>Foton</i>

Año de Fabricación:

Información que nos permite conocer la edad del parque vehicular que circula por la vía en estudio.

Tipo de Combustible:

CODIGO	COMBUSTIBLE
<i>1</i>	<i>Gasolina</i>
<i>2</i>	<i>Diesel Oil</i>
<i>3</i>	<i>Gas Natural o Licuado</i>

Motivo de Viaje:

CODIGO	MOTIVO
<i>1</i>	<i>Recreación o Turismo</i>
<i>2</i>	<i>Trabajo o Negocio</i>

Tripulación:

CODIGO	TRIPULACION
<i>1</i>	<i>Solo Chofer</i>
<i>2</i>	<i>Chofer más un ayudante</i>
<i>3</i>	<i>Chofer y relevo más un ayudante</i>

Para los días de la semana:

CODIGO	DIA
<i>1</i>	<i>Lunes</i>
<i>2</i>	<i>Martes</i>
<i>3</i>	<i>Miércoles</i>

4	Jueves
5	Viernes
6	Sábado
7	Domingo

Tipo de Mercancía Transportada:

La codificación responde a grupos de mercancías identificados en la encuesta y muestra obtenida.

2.1.5.3.2. MARCAS VEHICULARES

El formulario de encuestas Origen – Destino incluye la pregunta relativa a la marca del vehículo. La información obtenida (ver Anexo Trafico Tabla TR19).

2.1.5.3.3. MATRIZ ORIGEN DESTINO

Nos determina los lugares más comunes en cuanto a origen y destino se refiere. (Ver Anexo Trafico Tabla TR20 y Tabla TR21).

2.1.5.3.4. TIPO COMBUSTIBLE

Esta informacion indica que los vehículos livianos (automóviles, vagonetas, jeeps) utilizan tanto gasolina y diésel como combustible. Los vehículos grandes y pesados (buses y camiones) utilizan en su mayoría (>80%) como combustible el Diésel Oíl. (ver Anexo Trafico Tabla TR22).

2.1.5.3.5. MOTIVO DE VIAJE

El Cuadro N° 3.4 resume y refleja la proporción de los motivos de viaje por clase de vehículo. Como es lógico, los vehículos de transporte de pasajeros (Buses) y los camiones efectúan viajes por razones de trabajo o negocio (>97%), ya que pertenecen al servicio de transporte público. En el grupo de vehículos livianos la proporción de viajes por motivos de trajo es significativa en relación a los viajes por motivos de turismo y recreación. (Ver Anexo Trafico Tabla TR23).

2.1.5.3.6. PASAJEROS PROMEDIO Y FACTOR DE OCUPACION

Este parámetro es una medida de ocupación vehicular para los vehículos de pasajeros. Para este efecto se consideró la capacidad de los vehículos (número de asientos) y los pasajeros transportados. Esta información fue proporcionada generalmente por el conductor del vehículo, aquí se representa la clase de vehículo, capacidad promedio,

pasajeros promedio y el factor de ocupación respectivo. (Ver Anexo Tráfico Tabla TR24).

2.1.5.3.7. CARGA PROMEDIO EN VEHICULOS Y OCUPACIÓN DE CARGA

Se refiere a la ocupación de los vehículos de carga, considerando el peso promedio transportado por vehículo y la capacidad de los camiones. El primer dato obtenido de la respuesta del conductor y el segundo dato impreso en la carrocería del vehículo, ambos datos registrados en los formularios de la Encuestas Origen/Destino.

Los resultados de carga se presentan en el Anexo Tráfico Tabla TR25 por tipo de camión; se observa la capacidad promedio, carga promedio y el respectivo factor de ocupación.

2.1.5.3.8. TIPO DE CARGA TRANSPORTADA Y MERCANCIA TRANSPORTADA

Otra información extraída de la Encuesta Origen-Destino es la que se refiere a los tipos de productos que son transportados por la carretera existente entre Palos Blancos – La Central. En el Anexo Tráfico Tabla TR26 se muestra los grupos principales de mercancías y su respectiva participación porcentual.

2.1.5.3.9. TRIPULACIÓN

Se ha determinado el tamaño de la tripulación por grupo vehicular. La Tabla TR27 del Anexo Tráfico muestra el valor promedio total y la composición de la misma. Se observa que la tripulación en los vehículos livianos está compuesta solo por el conductor; mientras que más del 50 % de los buses medianos y grandes está compuesta por el Chofer y su ayudante. En el grupo de los camiones la mayoría de los vehículos tienen como tripulación solo al chofer.

2.1.5.3.10. PARQUE AUTOMOTOR Y EDAD PROMEDIO VEHICULAR

El análisis de la información permite observar que cantidad de vehículos según la clasificación de la ABC están circulando actualmente por este camino y las cantidades según su año de fabricación. Existen vehículos con más de 20 años de antigüedad, La Tabla TR28 del Anexo Tráfico permite apreciar que los camiones y los buses representan el parque automotor más antiguo.

2.1.5.3.11. CONSTRUCCIÓN DE LA MATRIZ ORIGEN DESTINO

El procesamiento de la Matriz Origen - Destino fue elaborado en base a la encuesta de una semana en las Estaciones de Palos Blancos y la Estación La Central. En estas matrices cada fila representa los Orígenes y las columnas los Destinos.

La Tabla TR26 presenta una Matriz Origen – Destino de las dos Estaciones (Palos Blancos – La Central), en el que indica en su última fila el número de 249 vehículos encuestados en una semana y la proporción de viajes Origen – Destino.

Esta última matriz muestra que las poblaciones de mayor participación son de Tarija, concretamente la provincia de Cercado, continuando la ciudad de Santa Cruz y posteriormente Villa Montes, (ver Anexo Trafico Tabla TR29).

2.1.5.4. COSTO DE TRANSPORTE

2.1.5.4.1. COSTOS DE OPERACIÓN VEHICULAR (COV)

Existen programas que establecen las relaciones cuantitativas entre las cantidades físicas consumidas en la operación de vehículos con las condiciones y características de una carretera. En ese sentido el Banco Mundial financió la elaboración de un modelo computacional, cuya última versión disponible es el Modelo HDM IV (Highway Design and Maintenance Standar Model). Este modelo se incluye como una sub-rutina el submodelo para el cálculo de los Costos de Operación de Vehículos; las relaciones utilizadas provienen en su mayor parte de estudios efectuados en el Brasil, país con amplia experiencia en estudios relacionados con este tema. La versión utilizada corresponde al Submodelo de Costos de Operación de Vehículos - C.O.V.- del HDM IV para las estimaciones de las diferentes alternativas y tipos de vehículos considerados.

Se estimaron los Costos de Operación Vehicular y Costos de Tiempo de Viaje que comprenden aquellos en los que se incurre cuando se opera un vehículo, utilizando datos de precios actualizados de parámetros como: combustibles, aceites, llantas, repuestos y mano de obra para el mantenimiento, etc.; de igual manera la depreciación, intereses, gastos generales, costo de la tripulación, etc. Los C.O.V. son proporcionados por el Submodelo como consumos de los recursos que se insumen en

esta actividad, como ser de los combustibles, desgaste de llantas y otros, posteriormente se aplicarán a estos consumos los precios unitarios apropiados. Los costos de viaje se refieren al valor del tiempo de los pasajeros y de la carga por la duración del viaje.

Se procedió a crear una flota completa de vehículos según la clasificación que maneja actualmente la administradora Boliviana de carreteras (ABC) y aplicando los índices de crecimiento obtenidos de los estudios anteriores para cada tipo de vehículo determino una primera sección de estudio usando las características del camino actual y posteriormente creando una segunda alternativa de estudio pero ingresando valores de una carretera pavimentada con su respectivo mantenimiento se pudo obtener una comparación entre ambas alternativas para obtener los cuadros de beneficios y costos que se obtendrán del presente estudio de tráfico.

2.1.5.4.1.1. INSUMOS PARA EL CÁLCULO DE LOS COSTOS

La lista de los insumos y datos exigidos por el Submodelo que serán recolectados y aplicados se muestran en el cuadro siguiente:

Tabla 24 INSUMOS PARA EL CÁLCULO DE LOS COSTOS

	DESCRIPCION	UNIDADES
1.	Tipo de superficie de rodado	1 Pavimento, 2 No-pavimento
2.	Rugosidad promedio	mm/km ó QI
3.	Gradiente positiva promedio	%
4.	Gradiente negativa promedio	%
5.	Proporción de subidas	%
6.	Curvatura horizontal promedio	0/km
7.	Peralte promedio	Fracción
8.	Altitud del terreno	m
9.	No. Efectivo de carriles	1-Uno, 0-Más de 1
10.	Vehículo tipo	
11.	Tara	kg
12.	Capacidad de carga	kg
13.	Potencia máxima de dirección	HP
14.	Potencia máxima de freno	HP
15.	Velocidad deseada	km/hora
16.	Coef. Res. Aerodinámica	A dimensional
17.	Área frontal proyectada	m ²
18.	Velocidad calibrada del motor	RPM
19.	Factor de energía-eficiencia	A dimensional

20.	<i>Factor de ajuste del combustible</i>	<i>A dimensional</i>
21.	<i>Número de llantas por vehículo</i>	
22.	<i>Volumen utilizable del caucho</i>	<i>dm³</i>
23.	<i>Costo recauchutaje por llanta</i>	<i>fracción</i>
24.	<i>Máximo número de recauchutajes</i>	<i>A dimensional</i>
25.	<i>Término const. de cons. llant.</i>	<i>dm³/m</i>
26.	<i>Coefficiente de uso de llanta</i>	<i>10E-3 dm/j-m</i>
27.	<i>Promedio de utilización anual</i>	<i>km</i>
28.	<i>Promedio de utilización anual</i>	<i>horas</i>
29.	<i>Relación de utilización horaria</i>	<i>fracción</i>
30.	<i>Vida útil del vehículo</i>	<i>Años</i>
31.	<i>Vida útil constante</i>	<i>1-Si, 0-No</i>
32.	<i>Kilometraje recorrido útil</i>	<i>km</i>
33.	<i>No. pasajeros por vehículo</i>	<i>No.</i>
34.	<i>Precio vehículo nuevo</i>	<i>\$us</i>
35.	<i>Precio combustible y lubricantes</i>	<i>\$us/litro</i>
36.	<i>Precio de llantas nuevas</i>	<i>\$us/Llanta</i>
37.	<i>Costo tripulación</i>	<i>\$us/hora</i>
38.	<i>Costo del tiempo de pasajero</i>	<i>\$us/hora</i>
39.	<i>Costo mantenimiento (mano de obra)</i>	<i>\$us/hora</i>
40.	<i>Tasa de interés anual</i>	<i>%</i>

Ante la falta de algunos datos locales experimentales, el Submodelo proporciona valores optativos; de este listado, podemos decir que los primeros nueve ítems corresponden a las características de la carretera, que serán procesados como promedio por tramos, secciones y alternativas.

2.1.5.4.1.2. CONSUMO POR VELOCIDAD PENDIENTE

Los gastos de combustible están en referencia a las velocidades normales con las que transitan los vehículos obtenidos al hacer variar el dato de velocidad promedio que se ingresa en el programa hdm4 y el tipo de combustible fue considerado de la misma manera al ingresar los datos en las celdas de cálculo de dicho programa.

El promedio de Velocidad es introducido a las ecuaciones de las curvas de las figuras, tomando en cuenta el promedio de Pendientes del tramo de la nueva carretera, considerando una velocidad media de circulación entre 10 km/h y 80 km/h pudiendo notarse que solo los vehículos livianos pueden alcanzar altas velocidades ya que en el caso de los pesados los consumos se vuelven constantes, los valores resultantes nos

reportan el ahorro en el consumo de combustible en función a la velocidad y pendiente en litros/kilometro (Ver Anexo Trafico Tabla TR30).

2.1.5.4.2. COSTOS ANUALES EN PROMEDIO DE OPERACIÓN POR VEHICULO

La Tabla TR31 del Anexo Trafico nos indica los costos operacionales según los insumos que requieren, mantenimiento y otros gastos generales incluso tomando los costos por valor de tiempo podemos realizar una comparación entre el año 2014, año actual en el camino no cuenta con el asfaltado que es el propósito del presente estudio y el 2023 año en el que según pronósticos la carretera va estar funcionando en toda su capacidad , en realidad esto sería desde el año en que concluya la construcción para tomar valores más consolidados se hace esta comparación entre el 2014 y el 2023 , obteniendo una reducción en costos del 56,75% en automóviles y vagonetas , una reducción de costos de 43,74% en Camiones Semiremolque , una reducción de costos de 43,63% en Camiones con Remolque, una reducción de costos de 47,70% en Camionetas , una reducción de costos de 44,83% en Minibuses, una reacción de costos de 47,01% en Microbuses, una reducción de costos del 47,00% en Buses Medianos, una reducción de costos de 41,72% en Buses Grandes, una reducción de Costos del 48,96% en Camiones Medianos, una reducción de costos del 50,34% en camiones grandes de 2 ejes, una reducción de costos del 46,65% en camiones grandes de 3 ejes.

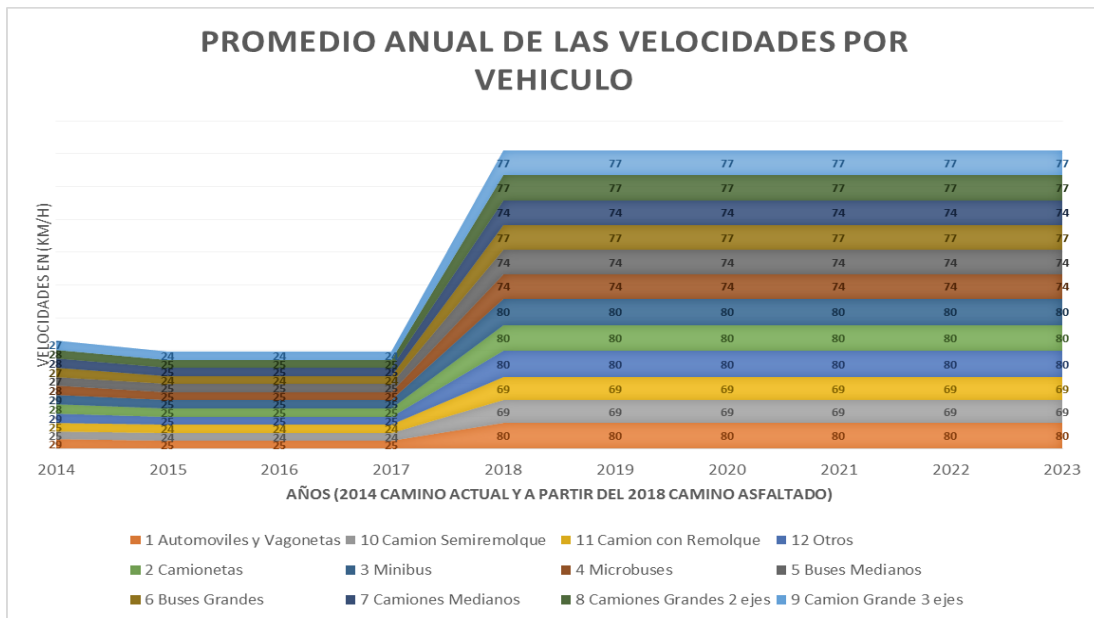
2.1.5.4.2.4. AUMENTO DE LA VELOCIDAD

La velocidad tiene muchos impactos positivos, el más obvio es que permite reducir el tiempo de viaje, mejorando, en consecuencia, la movilidad. Los avances del último siglo en materia de carreteras, vehículos motorizados y transporte vial han reducido significativamente el tiempo de viaje, contribuyendo así al desarrollo de las economías nacionales y facilitando el acceso al empleo, bienes, servicios e instalaciones como hospitales, centros comerciales y de ocio, ampliando a su vez las oportunidades de empleo, vivienda, etc. Estas ventajas han contribuido claramente a mejorar la calidad de vida.

Pero la velocidad también tiene consecuencias muy negativas (p. ej. en términos ambientales y de seguridad vial) y puede acarrear efectos negativos en la habitabilidad de zonas urbanas y residenciales.

En el siguiente cuadro con su respectiva gráfica. Se muestra como se estima que aumente las velocidades desde el año actual 2014 hasta un año considerado como aquel en que el tráfico se consolidara en el tramo YUMBIA-LA CENTRAL por este motivo es que el programa considera las velocidades constantes a partir del 2018 con la circulación de vehículos por tramo asfaltado.

GRAFICO 7 PROMEDIO ANUAL DE LAS VELOCIDADES POR VEHICULO



2.1.6. ESTUDIO AMBIENTAL

2.1.6.1. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

2.1.6.1.1. IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

Tomando en cuenta las características del proyecto así como del entorno sobre el cual éste se implantará, se realizó la identificación, valoración y evaluación de los potenciales impactos ambientales, que se generarían por la construcción y operación del Diseño final La Central - Yumbia.

En esta parte se identificará los potenciales impactos ambientales (p. e. pérdida de hábitats) que generaría cada etapa del proyecto, indicando las acciones que producirían dichos impactos en función de cada componente ambiental.

En la última parte se incluye la evaluación (calificación) de los impactos ambientales previamente identificados y descritos, basada en la caracterización de cada impacto.

2.1.6.1.2. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL APLICADA.

En cada caso (diseño-construcción y operación) se empleó la metodología de magnitud e importancia para la relación de cada factor ambiental con cada actividad del proyecto, para lo cual se utilizaron los siguientes criterios de caracterización y valoración:

- **Carácter** (positivo, negativo y neutro, considerando a estos últimos como aquellos que se encuentran por debajo de los umbrales de aceptabilidad contenidos en las regulaciones ambientales).
- **Importancia**, desde el punto de vista de los recursos naturales y la calidad ambiental (clasificado como alto, medio y bajo).
- **Extensión Superficial** o territorio involucrado, localizado, o expansivo.
- **Duración** a lo largo del tiempo (clasificado como “permanente” o duradera en toda la vida del proyecto, “media” o durante la operación del proyecto y “corta” o durante la etapa de construcción del proyecto o inferior a un año).
- **Reversibilidad** para volver a las condiciones iniciales.

2.1.6.1.3. IDENTIFICACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

El presente acápite identifica los potenciales impactos ambientales que generaría el proyecto durante sus etapas de construcción.

2.1.6.1.3.1. IMPACTOS SOBRE EL MIEDO FÍSICO

-Impactos sobre el Suelo

En la etapa constructiva, los impactos que se producirán sobre el suelo serían producto de limpieza y desbroce, excavación, relleno y compactación. En este caso, se produciría la pérdida de suelo como producto de las actividades antes mencionadas, que originarán un cambio permanente en el uso del suelo. Por lo expuesto, el impacto se considera negativo, localizado, duración permanente e irreversible.

El manejo y disposición inadecuados de lubricantes y cualquier tipo de hidrocarburo provenientes del uso y mantenimiento de la maquinaria, producirían esterilidad del suelo. El impacto sería negativo, de mediana importancia, localizado, y parcialmente reversible.

-Impactos sobre el agua y los drenajes naturales

La inadecuada disposición de desechos de construcción en cauces de las quebradas, obstaculizaría el drenaje de las mismas. El impacto sería negativo, localizado, y parcialmente reversible.

El manejo inadecuado de desechos proveniente del mantenimiento y limpieza de la maquinaria, afectaría el cauce y la calidad del agua de los cursos intermitentes, privando o degradando en consecuencia la fuente de agua, así como su uso para la población y agricultura. Este impacto sería negativo, de mediana importancia, extensivo, y reversible.

-Impactos sobre el aire

La emisión de gases que generarían por la maquinaria y los vehículos en el área de trabajo, originará un impacto negativo, , de baja importancia, localizado, corta duración y reversible.

Se producirían emisiones de polvo producto del transporte de los materiales; actividades de limpieza, desbroce, excavación, relleno y compactación, así como debido al desplazamiento de vehículos en las áreas seleccionadas como vías alternas y en los caminos de acceso a la obra, se considera que el impacto es negativo, mediana importancia, probable, localizado, corta duración y reversible.

-Impactos sobre niveles de presión sonora

Se producirían altos niveles de presión sonora (ruido) producto del transporte de los materiales; actividades de excavación, relleno y compactación, así como debido al desplazamiento de vehículos en las áreas seleccionadas como vías alternas y en los caminos de acceso a la obra. Debido a que el trazado de la vía comprende áreas pobladas, se considera que el impacto es negativo, mediana importancia, localizado, corta duración y reversible.

2.1.6.1.3.2. IMPACTOS SOBRE EL MEDIO BIÓTICO

-Impactos sobre la Flora

En la mayor parte del trazado no habrá un impacto significativo sobre este componente ambiental, ya que el mejoramiento del camino se realizará ocupando las áreas despejadas y ya existentes, donde la vegetación es poco predominantemente. Habrá afectaciones a algunos árboles que actualmente se encuentran al pie de la vía existente. El impacto se considera negativo, poca importancia, localizado y reversible.

-Impactos sobre la Fauna

Para la Flora, el desbroce y tala de la vegetación en el sector de nuevo trazado ocasionaría la pérdida de hábitats, refugio, fuentes de alimentación), como los reptiles, aves y pequeños y medianos mamíferos.

Efecto de borde: Las especies asociadas con bosques se alejarían de las áreas cercanas al trazado de la vía y su franja de servidumbre.

Bajo estas consideraciones, se considera como impacto como negativo, alta importancia, extensivo, permanente e irreversible.

Adicionalmente, la presencia humana indudablemente contribuirá a ahuyentar de manera temporal a la fauna más sensible en el área de trabajo y sus alrededores.

-Impactos sobre los ecosistemas

Como consecuencia del desbroce podría generarse la fragmentación de ecosistemas pequeños y la desaparición de éstos a mediano plazo. Este impacto se daría en los

remanentes más cercanos al área sujeta al efecto de “borde”, siendo éste de carácter negativo, localizado, duración permanente e irreversible.

2.1.6.1.3.3. IMPACTOS AL MEDIO SOCIOECONÓMICO

-Impactos sobre la salud y seguridad del componente humano.

Falta de capacitación del personal en el manejo de equipos, mal funcionamiento de los mismos por falta de mantenimiento preventivo de los mismos, y ausencia de implementos de protección, pueden afectar la seguridad y salud de los trabajadores. Este tipo de impacto es negativo, alta importancia, puntual, corta duración.

La falta de una adecuada señalización durante la etapa constructiva puede incrementar los riesgos de ocurrencia de accidentes de tráfico, especialmente en los tramos del proyecto que coinciden con la vía existente. El impacto es negativo.

-Impactos sobre el Empleo

La creación de fuentes de trabajo temporales para las tareas de desbroce o de apertura de las franjas de servidumbre y mantenimiento de caminos y servicios, y en general actividades que no requiera personal especializado, generan beneficios temporales de los moradores de la zona. El impacto es positivo, alta importancia, y de corta duración

- Impactos sobre las Actividades Económicas

Como complemento del impacto positivo antes anotado, también habría un incremento de las actividades comerciales (actividades económicas) debido a la presencia de trabajadores en el sector (para el desarrollo de cada actividad que comprende la construcción del proyecto), que podrían generar actividades económicas por parte de moradores de varios sectores como, por ejemplo, comedores de trabajo que servirán para los trabajadores de las constructoras, lo que a su vez redundará en un beneficio para quienes habitan en el lugar como una fuente adicional de ingresos. Este impacto es positivo e importante.

2.1.6.1.4. IDENTIFICACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES EN LA ETAPA DE OPERACIÓN

El presente acápite identifica los potenciales impactos ambientales que generaría el proyecto del Mejoramiento y Diseño final La Central – Yumbia durante sus etapa de operación y mantenimiento.

2.1.6.1.4.1. IMPACTOS SOBRE EL MIEDO FÍSICO

-Impactos sobre la atmósfera

Los impactos que se producirán serían generados por la emisión de gases de combustión debido al tránsito de automotores livianos y pesados. Este impacto es negativo, de baja importancia, de extensión local, corta duración y reversible.

-Impactos sobre niveles de presión sonora

Los impactos que se producirán serían generados debido al tránsito de automotores livianos y pesados. Este impacto es negativo, poca importancia, extensivo, corta duración y reversible.

2.1.6.1.4.2. IMPACTOS SOBRE EL MEDIO BIÓTICO

-Impactos sobre la Flora.

Al igual que en la etapa constructiva, no habrá un impacto significativo sobre este componente ambiental donde la vegetación es predominantemente herbácea y arbustiva. Por lo expuesto, el impacto del funcionamiento del Mejoramiento de la carretera afectaría fundamentalmente áreas que ya se encuentran degradadas por el funcionamiento de la vía existente. Impacto negativo.

-Impactos sobre la Fauna.

Desde de dicho punto de vista, la presencia de la vía generaría las mismas alteraciones ya descritas anteriormente que no es otra cosa que el producto de la presencia permanente de la vía y su efecto como barrera o elemento de fraccionamiento de ecosistemas. El impacto es negativo e irreversible.

2.1.6.1.4.3. IMPACTOS AL MEDIO SOCIOECONÓMICO

El incremento de número de vehículos que transitarían anualmente por esta vía contribuiría a incrementar las actividades económicas de las poblaciones localizadas en el origen y destino de la ampliación de la carretera. La mayor presencia de visitantes o vehículos de paso aumentaría la demanda de bienes y servicios en las poblaciones de Sabalo, Kumandaroty y Puerto Margarita entre otras, generando una serie de situaciones tales como el incremento en volúmenes de ventas y el aumento de plazas de empleo. El impacto es positivo, alta importancia, localizado.

2.1.6.1.5. Evaluación de Impactos Ambientales

Tabla 25 Calificación de los diferentes impactos

<i>Etapa</i>	<i>Impactos sobre el Medio Físico</i>	<i>Puntuación</i>
<i>Etapa de construcción</i>	<i>Suelo</i>	-0,5
	<i>Agua y los drenajes naturales</i>	-0,7
	<i>Aire</i>	-0,4
	<i>Niveles de presión sonora</i>	-0,2
	<i>Medio Biótico</i>	-0,3
	<i>Flora</i>	-0,4
	<i>Fauna</i>	-0,2
	<i>Ecosistemas</i>	-0,4
	<i>Medio socioeconómico.</i>	
	<i>Salud y seguridad del componente humano.</i>	-0,5
	<i>Actividades Económicas</i>	(+)0,6
<i>Etapa de operación</i>	<i>Impactos sobre el Medio Físico</i>	
	<i>La atmósfera</i>	-0,2
	<i>Niveles de presión sonora</i>	-0,2
	<i>Medio Biótico</i>	-0,4
	<i>Flora</i>	-0,3
	<i>Fauna</i>	-0,3
	<i>Medio socioeconómico.</i>	
	<i>Actividades Económicas Locales</i>	(+)0,6

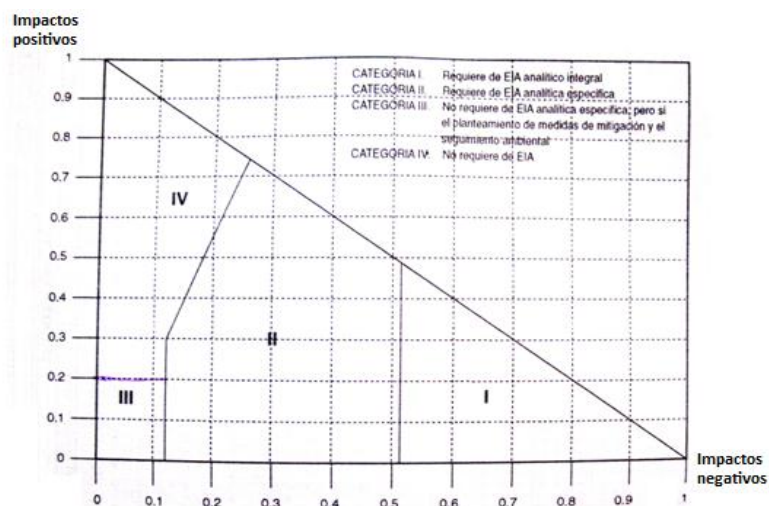
Ponderación de impactos

Negativos

-0,34

Positivos

(+)0,6



CATEGORIA II, por lo tanto requiere EIA analítica específica.

2.1.6.2. RESUMEN SITUACIÓN AMBIENTAL

En el presente análisis de la situación ambiental se logra determinar las diferentes especies de flora y fauna que se encuentran en esta región y el uso del suelo como silvopastoril con uso agropecuario en áreas menores debido a que el proyecto se encuentra atravesando la serranía denominada Caipipendi que se conoce por información recolectada en Villa Montes que no es una reserva natural como si lo es la serranía del Aguarague. (Ver Anexo 12 Ficha Ambiental)

Pese a lo indicado, los otros componentes y acciones no deben descuidarse y también deben proponerse las medidas ambientales correspondientes, ya que también se registran impactos de carácter Moderado por lo cual se incluye un módulo que contiene ítems de TRABAJOS AMBIENTALES (Ver anexo Presupuesto y Evaluación de Costos PRE3).

2.2. DISEÑOS

2.2.1. DISEÑO GEOMETRICO

2.2.1.1. NORMATIVA APLICADA EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO

A partir de mayo de 2008 entra en vigencia en todo el País el “Manual de Carreteras”, publicado por la Administradora Boliviana de Carreteras “ABC” cuya aplicación es obligatoria y es la utilizada en este proyecto.

De acuerdo a la categoría caminos locales que es la escogida debido a las características que presenta, el manual establece la siguiente descripción:

- La sección transversal está constituida por una calzada con dos carriles para tránsito bidireccional
- Las velocidades de proyecto consideradas son para el sub tramo La Central-Sabalo como camino local es aquella correspondiente para topografía Ondulada fuerte a montañosa.
- Esta categorización está enmarcada en la clasificación funcional establecida en el Manual de Diseño Geométrico vigente y se muestra en el acápite correspondiente del presente estudio.

Tabla 26 Parámetros de diseño para un camino local

CARACTERISTICAS BASICAS	Montañoso
Velocidad de diseño	40
Radio mínimo (m)	50
Pendiente máxima (%)	8
Bermas mínimas a cada lado (m)	1,50
Ancho de la superficie de rodadura (m/carril)	3,65
Peralte (%)	7
Tipo de pavimento	Concreto asfáltico

Fuente: "Manual de Diseño Geométrico" de la A.B.C.

2.2.1.2. CONTROLES BÁSICOS DE DISEÑO

A continuación se señalan los factores que han intervenido y que de alguna manera influyeron en las características de la carretera, distinguiéndose los factores funcionales, físicos, de costo, socio ambientales que en su conjunto desarrollan los criterios que deben ser considerados para definir las características de la vía.

2.2.1.2.1. FACTORES QUE INFLUYERON EN EL DISEÑO GEOMÉTRICO

Se han considerado las distintas variables que afectan directamente el diseño geométrico de la carretera, como los factores de funcionalidad, factores físicos (topografía, geología, clima, drenaje natural), factores económicos (costos de inversión y mantenimiento) y factores socio ambientales.

La preponderancia de uno o la interrelación entre ellos será objeto de análisis en los siguientes acápite.

2.2.1.2.1.1. FACTOR FUNCIONAL

Este factor hace referencia a la función para la cual se diseña la carretera, entendiéndose como función al servicio que prestará la vía, teniendo en cuenta que las vías están destinadas fundamentalmente a servir al tráfico de paso, a brindar acceso a la propiedad colindante o bien a dar un servicio que combine ambas posibilidades.

En este caso que la función de la carretera es la de paso, las velocidades para estas vías deben ser tan elevadas como seguras puedan ser además de sostenidas y el acceso a las mismas debe ser restringido o limitarse a lo estrictamente necesarios. El volumen que demanda estas carreteras tiene un tránsito promedio diario anual elevado.

*La demanda de tráfico es satisfecha con esta solución; la proyección de los volúmenes de tránsito (**Ver la Tabla TR24 del anexo Trafico**) ha establecido para el año horizonte del proyecto un tráfico promedio diario anual de 3.873 vehículos/día, que puede considerarse como una demanda límite.*

La función de la carretera está ligada intrínsecamente con el factor costo, pues mientras mayor sea el estándar de la carretera mayor será el costo de la inversión y el mantenimiento. La función combinada de la carretera y el presupuesto asignado para la construcción y mantenimiento de la misma entran en perfecto balance.

2.2.1.2.1.2. FACTOR FÍSICO

El factor físico está relacionado con las características geomorfológicas y climáticas de la zona del proyecto, las características más relevantes son el relieve, la geología, el clima y el drenaje natural.

Relieve

El trazado atraviesa la serranía de Caipipendi y las estribaciones de esta Cordillera y la de Tapehua en el sector Norte, donde las alturas de los picos son menores, pese a esta ubicación, el relieve corresponde a una zona montañosa, donde la topografía se

presenta en algunos tramos abrupta, en la que se forman quebradas profundas y laderas empinadas.

Geología

El proyecto se encuentra, en términos fisiográficos, en el Subandino, el cual está constituido por un conjunto de paisajes dominados por serranías, colinas y valles, tal como se citara anteriormente la vía atraviesa la serranía de Caipipendi. La relación entre la orientación de las serranías (Norte – Sur) y la orientación del eje de la vía (Oeste – Este) determina que se atraviesen los estratos en su gran mayoría con un alto grado de perpendicularidad. Este es un aspecto que determina también una condición relativamente favorable en la estabilidad de la mayor parte de los taludes que se tiene proyectado cortar.

Clima

Como se indicó, las lluvias en la zona del proyecto son torrenciales, esta situación ha tenido su influencia en el diseño geométrico ya que en los sectores cuya pendiente natural es baja se ha preferido elevar el nivel de la rasante.

Si bien las lluvias son torrenciales, la evacuación de aguas de la plataforma y de los taludes de corte necesita una cuneta mínima, aunque por razones constructivas se ha dotado a la cuneta de un área hidráulica mayor.

Drenaje natural

El drenaje natural del sector por el que atraviesa el trazado está bien definido, teniéndose como cursos principales los ríos Isiri, y la quebrada Santa Elisa, de las cuales todos los cursos menores son tributarios con orientación predominante es de Sur a Norte.

Las quebradas por las que atraviesa el trazo en su totalidad tiene un caudal intermitente, estas presentan caudales solo cuando suceden precipitaciones de cierta intensidad, permaneciendo secas prácticamente todo el año.

Para el drenaje vial se ha considerado el carácter torrencial que presentan los cursos de agua y se han dimensionado para ese tipo de eventos.

2.2.1.2.1.3. FATOR COSTO

La elección de una categoría de carretera trae asociado un costo de inversión, es decir, mientras más altos sean los estándares de la carretera mayor será el costo de la misma.

2.2.1.2.1.4. FACTOR SOCIO AMBIENTAL

En la región donde se emplaza la carretera habitan los pueblos Guaranís del Itikaguazu y Tucainti, postergados del desarrollo. La integración de estos pueblos y las comunidades que la conforman se materializará con la construcción de esta importante vía, este aspecto se relaciona con el factor funcional, pues la integración de las comunidades se realizará a través de esta ruta.

2.2.1.2.2. CLASIFICACION FUNCIONAL

Existen ciertos aspectos relacionados con el uso de la carretera que permiten o dan la pauta para establecer la clasificación de la misma y establecer, por consiguiente sus características, de esta manera el tramo La Central-Yumbia se categoriza como Local.

Tabla 27 Clasificación funcional

CATEGORIA	SECCION TRANSVERSAL		VELOCIDAD DE PROYECTO	CODIGO TIPO
	No. CARRILES	No. CALZADAS		
Local	(III)	2(Bidireccional)	40 km/hr	L(2)-40

Fuente: Elaboración Propia

2.2.1.3. DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO

Toda carretera es una obra espacial, que por facilidad de estudio se proyecta sobre los planos ortogonales que significan la planta, el perfil vertical y la sección transversal.

La planta, definida por el eje de la vía y el perfil vertical definido por la rasante de la vía deben cumplir con una serie de normas y recomendaciones con el fin de garantizar: la función para la cual se ha definido una vía, seguridad y confort para los usuarios, economía, estética y respeto al entorno.

La elección y definición del conjunto de elementos del eje en planta y la elevación, además de sus combinaciones reguladas y normalizadas según el “Manual de Diseño Geométrico” constituye el trazado de la carretera.

Estas regulaciones y normas son objeto de análisis en los siguientes acápite.

2.2.1.3.1. PARÁMETROS GENERALES

El coeficiente de fricción transversal y el valor del peralte son parámetros de diseño que deben fijarse inicialmente, pues estos parámetros intervienen directamente en la determinación de los límites y rangos de otras características del trazado asociados a estos.

2.2.1.3.1.1. COEFICIENTE DE FRICCIÓN TRANSVERSAL

El coeficiente de fricción transversal es calculado mediante la siguiente expresión:

$$f = 0,265 - \frac{V}{602,4}$$

Donde V es la velocidad en km/ hr.

Aplicando la ecuación anterior (ver tabla 2.3-3 del Manual de Diseño Geométrico) se obtiene un valor de $f = 0,198$, para la velocidad de proyecto.

2.2.1.3.1.2. PERALTE

El peralte de la carretera es calculado conforme a las expresiones indicadas en la tabla No. 37 para los diferentes rangos de radios sugeridos en la normativa (referirse a la figura 2.3-2 de la norma) en este caso $e=7,0\%$.

Tabla 28 Determinación del peralte

Radio (m)	Peralte (%)
$25 \leq R \leq 350$	7,0
$350 < R \leq 2.500$	$7 - 6,08 \cdot \left(1 - \frac{350}{R}\right)^{1,3}$
$2.500 < R \leq 3.500$	2,0
$3.500 < R$	Igual al bombeo

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

2.2.1.3.2. TRAZADO EN PLANTA

Las principales consideraciones que controlan el diseño del alineamiento horizontal son: la categoría de la vía; topografía del área; velocidad del proyecto; coordinación planialtimétrica; estar en armonía con los contornos naturales, visibilidad de frenado; costos de construcción, operación y mantenimiento.

2.2.1.3.2.1. CURVAS CIRCULARES

Las curvas circulares simples deben cumplir ciertos requisitos en cuanto a su dimensión mínima, configuración y relación con otros parámetros.

2.2.1.3.2.1.1. RADIO MÍNIMO ABSOLUTO

Es determinado mediante la siguiente expresión:

$$R_{min} = \frac{V_p^2}{127 \cdot (e_{max} + f)}$$

Donde: R_{min} = Radio mínimo absoluto (m); V_p es la velocidad de proyecto (km/hr); e_{max} = peralte máximo (m/m) y f es el coeficiente de fricción correspondiente a V_p

Con los valores de las variables definidas anteriormente se obtiene un radio igual a:

$R_{min} = 46,9$ m, por lo que se adoptó $R_{min} = 50$ m para el sub tramo de La Central-Sabalo.

2.2.1.3.2.1.2. LÍNEA DE MÁXIMA PENDIENTE

Se entiende por línea de máxima pendiente (q) a la combinación que forma el peralte de una curva circular con la pendiente longitudinal. El valor es calculado mediante la expresión siguiente:

$$q = \frac{i+e}{\sqrt{2}}$$

En la anterior expresión tanto “ q ”, la pendiente longitudinal (i) y el peralte (e) se expresan en porcentajes.

La norma establece un valor máximo de 11% y recomienda: “Cuando “q” supere los valores admisibles se deberá bajar la pendiente longitudinal ya que el peralte es prácticamente invariable para modificaciones leves del radio”.

En el proyecto el caso más desfavorable se presentará cuando se tenga una pendiente longitudinal igual a 8% y se emplee el peralte máximo (7%), para este caso límite se tiene que $q = 10,61 \%$; para las demás combinaciones posibles el valor de “q” siempre será menor.

2.2.1.3.2.1.3. ARCOS DE ENLACE

El enlace entre elementos rectos con curvas circulares o entre dos curvas circulares debe efectuarse mediante el empleo de algún elemento de curvatura variable en su desarrollo.

El empleo de estos elementos favorece a la seguridad, principalmente, al confort de los usuarios y a la estética de la vía.

Estos elementos permiten desarrollar el peralte de manera eficiente y segura, evitando calzadas en recta peraltadas.

La aceleración transversal no compensada por el peralte crece gradualmente desde cero en la recta a su valor máximo al comienzo de la curva circular, lo que hace más confortable la conducción.

Otra ventaja que presentan estos elementos es la de mantener a los vehículos circulando por su carril, situación que no ocurre por lo general en curvas circulares enlazadas directamente.

LA CLOTOIDE COMO ARCO DE ENLACE

La clotoide como arco de enlace favorece al confort del usuario, limita la aceleración no compensada, acompaña en su desarrollo al del peralte, permite acomodarse mejor al terreno, mejora la armonía y apariencia de la carretera, cuya ecuación paramétrica está dada por:

$$A^2 = R \cdot L$$

Donde “A” es el parámetro de la clotoide en m; “R” es el radio de la curva en un punto en metros y “L” es el desarrollo de la curva en m (considerado desde el origen hasta el punto de radio R).

ELECCIÓN DEL PARÁMETRO DE LA CLOTOIDE

La norma incluye cuatro criterios que determinan la elección de la clotoide como curva de transición, estos tienen que ver con el confort, seguridad, estética y acomodo del desarrollo del peralte.

Criterio a. Guiado óptico

Se establece la siguiente relación:

$$\frac{R}{3} \leq A \leq R$$

Donde “R” es el radio de curva en metros y “A” el parámetro de la clotoide, también en metros.

Para el radio mínimo del proyecto, $R = 50$ para $L(2)-40$) se tiene por consiguiente los siguientes parámetros siguientes:

- $R/3 = A = 16,66 \text{ m}$ ($L = 5,55 \text{ m}$) $R = A = 50,00 \text{ m}$ ($L = 50,00 \text{ m}$)

Este último parámetro deberá estar conforme con lo dispuesto en el punto Longitud Máxima de la clotoide.

Criterio b. Guiado óptico adicional

Si el radio enlazado es igual o mayor que 1,20 veces el radio mínimo, debe cumplirse que el retranqueo de la curva circular enlazada se mayor o igual a 0,50 m, esto se consigue aplicando la relación siguiente:

$$A \geq (12 \cdot R^3)^{0,25}$$

Los radios mayores o iguales a 1,20 R_{min} tendrán el siguiente parámetro:

- $R_{min} = 50 \text{ m}$; $R_{1,2min} = 60 \text{ m}$; $A_{40} = 40,12 \text{ m}$ ($L = 26,83 \text{ m}$)

Criterio c. Pendiente relativa al borde

Debe elegirse un parámetro de clotoide que permita desarrollar la transición del peralte obedeciendo las limitaciones impuestas por la pendiente relativa de borde.

Esta pendiente se forma entre el borde de la calzada y el eje de giro del peralte debiendo mantenerse constante. Solo se logra esta condición si el parámetro de la clotoide se establece mediante la siguiente expresión:

$$A \geq \sqrt{\frac{n \cdot a \cdot e \cdot R}{\Delta}}$$

Donde “n” es el número de carriles entre el eje de giro y el borde del pavimento peraltado; “a” es el ancho del carril en metros (sin considerar ensanches); e es el peralte de la curva en % y “Δ” es la pendiente relativa del borde peraltado respecto del eje de giro, el valor de la pendiente relativa de borde se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 29 Valores admisibles de la pendiente relativa de borde

Velocidad de proyecto (km/hr)	30 – 50	60 - 70
<input type="checkbox"/> Normal	0,70	0,6
<input type="checkbox"/> Máxima n = 1	1,50	1,30
<input type="checkbox"/> Máxima n > 1	1,50	1,30

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

Con la geometría del proyecto (n = 1; a = 3,65 m; e = 7,00 % y R_{min} = 50 m) se obtienen los siguientes parámetros:

- A_{50 normal} = 42,72 m (L = 36,50 m) A_{50 min} = 29,18 m (L = 17,03 m)

Criterio d. Comodidad dinámica

Con este criterio se pretende ajustar el efecto de la aceleración transversal no compensada por el peralte a una tasa uniforme. La clotoide que logra este objetivo es calculada con la expresión:

$$A \geq \left[\frac{V \cdot R}{46,656 \cdot J} \cdot \left(\frac{V^2}{R} - 1,27 \cdot e \right) \right]^{1/2}$$

Donde “ V ” es la velocidad de proyecto o específica, según corresponda, en km/hr; “ R ” es el radio de la curva circular enlazada en m; “ e ” es el peralte de curva en porcentaje y “ J ” es la tasa de distribución de la aceleración transversal en m/s^3 .

En el trazado de la carretera para la aplicación de este criterio se distinguen dos situaciones, cuando la geometría está cercana a los parámetros mínimos y cuando se presenta un trazado de condiciones amplias.

El objeto de efectuar esta división es la de garantizar la seguridad en el desplazamiento de los vehículos en los sectores restrictivos del trazado.

Cuando $R_{min} \leq R \leq 1,20 R_{min}$ el valor de la tasa “ J ” es obtenido de la Tabla No. 37.

Tabla 30 Tasa máxima de distribución de la aceleración transversal

$V_e \approx V_p$ (km/hr)	40 – 60
J máxima (m/s^3)	1,50

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

Cuando $R > 1,20 R_{min}$ el valor de la tasa “ J ” es obtenido de la Tabla No. 38.

Tabla 31 Tasa normal de distribución de la aceleración transversal

$V_e \approx V_p$ (km/hr)	$V < 80$
J Normal (m/s^3)	0,50

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

Aplicando lo indicado y considerando las velocidades de proyecto y específicas se obtienen los parámetros siguientes:

Para la curva de $R_{min} = 50,00$ m se tiene un velocidad específica igual a $V_e = 41,10$ km/hr, mientras que para $R_{1,2min} = 60,00$ m se tiene una $V_e = 44,60$ km/hr, con los datos anteriores se obtiene los parámetros buscados

- $A_{min} = 27,03$ m ($L = 14,62$ m)
- $A_{normal} = 52,75$ m ($L = 46,38$ m)

Parámetro de la clotoide A_{normal} y A_{min} . adoptado

Siguiendo los criterios establecidos por la norma y calculados anteriormente se adoptaron los parámetros “ A ” para la clotoide en situaciones normales y mínimas los mismos son:

Para $V_p = 40 \text{ km/hr}$

- $A_{\min} \approx 26,00 \text{ m}$ ($L = 13,00 \text{ m}$)
- $A_{\text{normal}} \approx 43,00 \text{ m}$ ($L = 37,00 \text{ m}$)

Estos parámetros serán empleados en las situaciones límite (A_{\min}), en situaciones comunes de diseño (A_{normal}); sin embargo cuando sea posible y practicable se aplicarán parámetros mayores al normal (sin superar los valores establecidos posteriormente).

DESARROLLO MÁXIMO DE LA CLOTOIDE

La norma limita el desarrollo de la clotoide de acuerdo al siguiente criterio:

$$L_{\max} = 1,50 \cdot L_{\text{normal}}$$

Un caso particular se presenta en las curvas sucesivas en “S”, curvas tipo ovoide o doble ovoide; en las que es preciso hacer coincidir el final y el inicio de las clotoides, para el primer caso, o empalmar dos curvas circulares mediante una clotoide, en el segundo caso. Cuando se presente esta situación se aceptará superar el valor límite indicado anteriormente siempre que no sea mayor a:

$$L_{\max} = 2,00 \cdot L_{\text{normal}}$$

En el proyecto se emplearán las siguientes longitudes de clotoide dependiendo de la velocidad de proyecto.

$L_{\text{máximo}}$ $V_p=40 \text{ km/hr}$, corresponderá una longitud máxima igual a $L_{\max}=74,00 \text{ m}$.

CURVAS QUE NO REQUIEREN EL EMPLEO DE LA CLOTOIDE

La norma indica: “Se emplearán arcos de enlace o transición en todo trazado cuya velocidad de proyecto sea mayor o igual que 40 km/hr ”.

Solo se podrá prescindir el empleo de la clotoide para radios mayores a 1.500 m .

DISTANCIAS DE VISIBILIDAD

Toda carretera debe diseñarse de forma tal que los usuarios siempre cuenten con una distancia de visibilidad suficiente para efectuar la maniobra elegida u obligado a

realizar, toda maniobra requiere un tiempo de percepción, otro tiempo para reaccionar y otro tiempo para ejecutarla, durante el tiempo total el vehículo recorre cierta distancia dependiendo de la velocidad con la que se desplaza, y que en definitiva determinan las distancias de velocidad requeridas.

En diseño se distinguen cinco tipos de maniobras asociadas a la distancia de visibilidad, en el proyecto, de acuerdo al tipo de carretera solo se requieren dos, la distancia de visibilidad de frenado y la distancia de visibilidad de adelantamiento.

DISTANCIAS DE FRENADO

Debe dotarse a la carretera en cualquier punto de esta al menos la distancia de visibilidad equivalente para que un vehículo se detenga frente a un obstáculo móvil. Se considera como obstáculo aquel objeto de altura igual o mayor a 0,20 m (h_2), estando ubicados los ojos del conductor a una altura igual a 1,10 m (h_1) sobre la rasante del eje de su carril de circulación y se calcula con la siguiente expresión:

$$Df = \frac{V \cdot t}{3,6} + \frac{V^2}{254 \cdot (f_1 + i)}$$

Donde: “Df” es la distancia de frenado en metros; “V” es la velocidad de proyecto o V^* , según corresponda en km/hr; “t” es el tiempo de percepción y reacción en segundos; “ f_1 ” es el coeficiente de roce rodante cuando el pavimento se encuentra húmedo y “i” es la pendiente longitudinal en m/m, será positiva en subida y negativa en bajada, la tabla No. 33 muestra la distancia de frenado para pendiente horizontal.

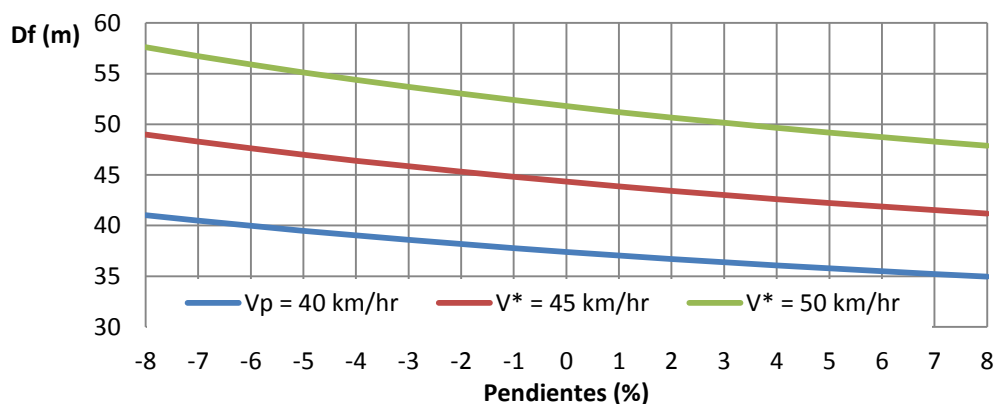
Tabla 32 Distancia mínima de frenado en pendiente horizontal

V (km/hr)	t (s)	f_1	dt (m)	df (m)	Df (m)	
					dt + df	Adoptado
40	2	0,415	22,20	15,20	37,40	38
$V^* = 40 + 5 = 45$	2					44
$V^* = 40 + 10 = 50$	2	0,410	27,80	24,00	51,80	52

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

A continuación se muestran en el GRAFICO 9 y la Tabla No. 34 donde se exponen las distancias de frenado mínimas cuando se introduce el factor de la pendiente.

GRAFICO 8 Distancia mínima de frenado para $V_p = 40$ km/hr bajo la influencia de las pendientes



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 33 Distancia mínima de frenado bajo la influencia de las pendientes

Pendiente (%)	V (km/hr)						
	40	45	50	60	65	70	
Descenso (-)	-8	41.03	48.98	57.60	76.81	89.25	103.19
	-7	40.48	48.28	56.73	75.52	87.61	101.12
	-6	39.97	47.62	55.90	74.30	86.06	99.17
	-5	39.48	46.99	55.12	73.15	84.61	97.35
	-4	39.02	46.40	54.38	72.06	83.23	95.63
	-3	38.58	45.84	53.68	71.03	81.93	94.01
	-2	38.17	45.31	53.02	70.05	80.71	92.48
	-1	37.78	44.81	52.38	69.12	79.54	91.03
0	37.40	44.33	51.78	68.24	78.44	89.66	
Ascenso (+)	1	37.04	43.87	51.21	67.40	77.39	88.35
	2	36.70	43.43	50.67	66.60	76.39	87.12
	3	36.38	43.02	50.15	65.84	75.43	85.94
	4	36.07	42.62	49.65	65.11	74.53	84.82
	5	35.77	42.24	49.17	64.41	73.66	83.75
	6	35.48	41.87	48.72	63.75	72.83	82.73
	7	35.21	41.52	48.28	63.11	72.04	81.76
	8	34.95	41.19	47.86	62.50	71.28	80.83

Fuente: Elaboración Propia

DISTANCIAS DE ADELANTAMIENTO

Es la distancia de visibilidad mínima hacia adelante que necesita un conductor para rebasar a un vehículo que se desplaza a una velocidad menor a la de proyecto, para ello se debe abandonar su carril, sobrepasar al vehículo adelantado y retomar su carril en forma segura, sin que se afecten las velocidades del vehículo sobrepasado ni la de

un vehículo que se desplace en sentido contrario por el carril invadido para efectuar la maniobra,

La línea de visual considerada en este caso será aquella determinada por la altura de los ojos de uno de los conductores ($h_1 = 1,10$ m) en un extremo y la altura de un vehículo ($h_2 = 1,2$ m) en el otro.

Tabla 34 Distancia mínima de adelantamiento sin el efecto de las pendientes

Velocidad de proyecto (km/hr)	Distancia mínima de adelantamiento (m)
40	240

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, "ABC"

La normativa introduce el efecto de las pendientes en la distancia de adelantamiento realizando la consideración que para pendientes menores a +6,00% la velocidad no se ve afectada considerablemente, mientras que para pendientes superiores la velocidad si se ve afectada, por lo que recomienda los siguientes valores:

Tabla 35 Distancia mínima de adelantamiento considerando el efecto de las pendientes

Velocidad de proyecto (km/hr)	Distancia mínima de adelantamiento (m)	
	$i \leq +6\%$	$i > +6\%$
40	240	300

Fuente: Elaboración Propia

Como se aprecia, la visibilidad requerida para adelantamiento es considerablemente mayor a la de frenado, por esta razón no es posible diseñar una carretera que en todo su trazado posea la distancia mínima de adelantamiento pues resultaría sumamente costosa, sin embargo debe proporcionarse segmentos de la carretera que cumplan con las prescripciones revisadas anteriormente, con una frecuencia tal que no afecte las condiciones de operatividad de la carretera.

La norma sugiere que en carreteras con una longitud mayor a 5 km debe dotarse a la carretera con segmentos con visibilidad adecuada para adelantar y que acumulados respecto al largo total del tramo se mantengan dentro de los siguientes porcentajes:

Tabla 36 Porcentaje de carretera con visibilidad adecuada para adelantar

Tipo de terreno	% Mínimo	% Deseable
Ondulado	30	≥ 50
Montañoso	20	≥ 30

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, "ABC"

2.2.1.3.3. PERFIL LONGITUDINAL

El trazado en alzado o perfil longitudinal es la proyección del eje espacial de la vía sobre una superficie vertical paralela al mismo, a este eje también se le conoce como rasante, al igual que el trazado en planta, el perfil longitudinal está constituido por una serie de tramos rectos de pendientes variadas que pueden ser de subida o bajada enlazadas por curvas verticales, que normalmente son parábolas de segundo grado.

2.2.1.3.3.1. INCLINACIÓN DE LAS RASANTES

Correspondiendo a la categoría de la carretera el “Manual de Diseño Geométrico” de la Administradora Boliviana de Carreteras “ABC” establece inclinaciones máximas y mínimas para las pendientes a emplear el proyecto de una obra vial.

2.2.1.3.3.1.1. PENDIENTE MÁXIMA

La pendiente máxima de acuerdo a la categoría de la vía se presenta a continuación:

Tabla 37 Pendiente máxima admisible sub tramo La Central-Sabalo

Categoría	Velocidad de proyecto (km/hr)
Local	9 %

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

Cabe aclarar que si bien la norma de la ABC nos permite pendientes del 9% para los sub tramos La Central-Sabalo, por la importancia de esta carretera es que se **ha adoptado para todo el Proyecto como pendiente máxima 8%.**

2.2.1.3.3.1.2. PENDIENTE MÍNIMA

La norma establece una pendiente mínima del orden del $i_{min} = 0,50 \%$, a fin de asegurar en todo punto de la calzada un eficiente drenaje de las aguas superficiales.

Si al borde del pavimento existen soleras la pendiente mínima deseable será 0,50 % y la mínima absoluta de 0,35 %, esta situación se empleará muy eventualmente.

2.2.1.3.3.2. ENLACES DE RASANTES

Las curvas verticales se emplean para pasar gradualmente entre dos rasantes verticales adyacentes, el enlace es efectuado empleando la parábola de segundo grado, ya que se caracteriza por presentar una variación constante de la tangente a lo largo

de su desarrollo, por otro lado presenta ventajas en sus simples relaciones geométricas que la hacen muy práctica para el cálculo y replanteo.

El ángulo de deflexión entre dos rasante que se cortan está definida por la diferencia algébrica de las pendientes como se muestra en la siguiente expresión:

$$\theta = | i_1 - i_2 |$$

Donde “ θ ” es el ángulo de deflexión en m/m ó aproximadamente en radianes; “ i_1 ” y “ i_2 ” son las pendientes enlazadas en m/m, serán positivas (+) las de subida y negativas las de bajada (-).

Si la deflexión “ θ ” es igual o menor que 0,5% se podrá prescindir de la curva de enlace ya que la discontinuidad es imperceptible para el usuario.

Con una aproximación aceptable y proyectada horizontalmente las tangentes de la curva de enlace, se tiene definida la curva vertical según la siguiente expresión:

$$2 T = K \theta = K | i_1 - i_2 |$$

Donde: “ $2T$ ” es la longitud de la curva vertical proyectada horizontalmente en metros y “ K ” es el parámetro de la parábola en metros.

2.2.1.3.3.2.1. LONGITUD MÍNIMA DE CURVAS VERTICALES

Cumpliendo con estándares de comodidad y estética la longitud mínima de curvas verticales está dada por la expresión siguiente:

$$2 T \geq Vp$$

Donde: “ $2T$ ” es la longitud de la curva vertical proyectada en metros y “ Vp ” es la velocidad de proyecto en km/hr.

Con esta condición queda establecida la longitud mínima para curvas verticales en el proyecto, siendo esta: $2T_{min} = 40 \text{ m}$ para los sub tramos la Central-Sabalo.

2.2.1.3.3.2.2. DRENAJE TRANSVERSAL

Cuando las pendientes en curvas convexas o cóncavas sean contrarias, es decir, una positiva (+) y la otra negativa (-), o viceversa, es conveniente limitar el parámetro de diseño para curvas verticales a: $K = 6.000$ ($K = 60$).

Se toma esta previsión en razón a que en la cúspide o el fondo de las curvas con mayores parámetros se produce una zona del orden de 30 m en la que la pendiente longitudinal es inferior a los valores especificados para garantizar el escurrimiento de las aguas superficiales.

2.2.1.4. SECCIÓN TRANSVERSAL

La sección transversal está determinada en su geometría, inicialmente, por la función que prestará la vía y por las características del trazado en planta, razón por la cual la sección transversal varía en sus dimensiones de un punto a otro de la ruta. Otros elementos que determinan la sección transversal son el paquete estructural y la cuneta.

En los siguientes acápites se definen las dimensiones generales de los elementos que componen la carretera para una sección normalizada o tipo.

2.2.1.4.1. PLATAFORMA

La plataforma se define como la superficie visible de una vía y está formada por la calzada, las bermas, los sobre anchos de la plataforma y los ensanches. Esta también contendrá algunos elementos complementarios de la vía, tales como: barreras de seguridad, soleras, bordillos, señalización y otros la siguiente tabla sugiere un rango de valores pero para este proyecto se ha asumido 10,30 m por las características que se pretende alcanzar.

Tabla 38 Ancho total de plataforma para terraplén a nivel de rasante

Número de calzadas	Categoría	Vel. de proyecto (km/hr)	Ancho de plataforma (m)
1 – Bidireccional	Local	40	7,00 – 8,00

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

En el proyecto se consignarán tres anchos de plataforma; para la sección de corte se tendrá: $LP = 10,30$ m; para las secciones de terraplén se tendrá: $LP = 12,30$ m y cuando se tienen secciones mixtas tendremos: $LP = 11,30$ m.

La razón para que la sección en terraplén sea distinta a la de corte radica en que el terraplén debe contener al sobre ancho de plataforma (SAP).

2.2.1.4.1.1. ANCHO DE CALZADA

El ancho de la calzada en las carreteras bidireccionales con dos carriles queda determinado por la distancia existente entre bermas, la mitad de este espacio corresponderá a cada carril, a continuación los anchos de carril sugeridos.

Tabla 39 Ancho de carril

Número de calzadas	Categoría	Velocidad de proyecto (km/hr)	Ancho de pistas (m)
1 – Bidireccional	Local	40	3,00

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

Ante la importancia de esta carretera se determinó utilizar un ancho de calzada = 7,30 m con su respectivo ancho de carril = 3,65 m.

2.2.1.4.1.2. BOMBEO

Con el objeto de drenar las aguas superficiales de la calzada estas deben ser provistas de una pendiente transversal mínima, “bombeo”; este puede materializarse de distintas maneras, a una sola agua o a dos aguas y depende de las condiciones climáticas de la zona, estas son los bombeos sugeridos por el manual:

Tabla 40 Bombeo de la calzada

Tipo de superficie	Pendiente Transversal (%)	
	(I' 10) ≤ 15 mm/hr	(I' 10) > 15 mm/hr
Pavimento de hormigón o asfalto	2,00	2,50

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

Según el estudio hidrológico, se ha calculado una intensidad de la precipitación de una hora de duración y un periodo de retorno de 10 años para el proyecto de: $I' 10 = 20,00$ mm/hr.

Tomando en cuenta que el tipo material a emplear en la superficie de rodadura es el asfalto, por consiguiente, determinadas las variables para la elección del parámetro del bombeo, se define el mismo en $b = - 2,50 \%$ a dos aguas.

2.2.1.4.1.3. BERMAS

La berma debe tener un ancho constante, permanecer libre de objetos y estar convenientemente compactada. La berma puede o no ser construida con el mismo material que la calzada, en este caso con un tratamiento simple de no menor 0,05 cm.

Tabla 41 Ancho de bermas

Número de calzadas	Categoría	Velocidad de proyecto (km/hr)	Ancho de berma (m)
1 – Bidireccional	Local	40	0,00 – 0,50

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, "ABC"

En atención a la importancia de la carretera el ancho de la berma será: $LB = 1,50$ m.

2.2.1.4.1.4. PENDIENTE TRANSVERSAL EN BERMAS

la pendiente transversal de la berma será igual al bombeo, $b = - 2, 50 \%$; mientras que en tramos curvos la pendiente transversal será igual al peralte, si el peralte es el máximo entonces la pendiente transversal de la berma será: $e = 7,00 \%$.

2.2.1.4.1.5. SOBREALCHO DE LA PLATAFORMA (SAP)

El sobre ancho de la plataforma es el segmento de la plataforma que se encuentra adyacente a la berma, la siguiente tabla indica el ancho sugerido por el manual.

Tabla 42 Sobre ancho de la plataforma (SAP)

Número de calzadas	Categoría	Velocidad de proyecto (km/hr)	Ancho SAP(m)
1 – Bidireccional	Local	40	0,50

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, "ABC"

Durante la época de verano se registra en la zona del proyecto precipitaciones intensas, para evitar la erosión de los terraplenes y aprovechando el sobreancho de la plataforma se ha previsto colocar un bordillo, por tal razón se tendrá: $SAP = 1,00$ m, sólo en la situación de terraplén.

2.2.1.4.1.6. ENSANCHE DE LA CALZADA EN CURVAS HORIZONTALES

El ensanche “E” es la ampliación de la calzada que pueden requerir las curvas horizontales para compensar el mayor ancho ocupado por un vehículo al describir una curva. Esta situación se presenta en curvas de radio pequeño y mediano.

El sobreancho requerido equivale al aumento del espacio ocupado transversalmente por los vehículos al describir las curvas más las huelgas teóricas adoptadas.

Tabla 43 Huelgas teóricas

Calzada de 7,00 m		
Espacio libre (Huelga)	En recta	En curva ensanchada
h1	0,50 m	0,60 m
h2	0,40 m	0,40 m
h2 ext.	0,40 m	0,00 m

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

Los espacios libres indicados en la Tabla anterior tienen el siguiente significado:

“h1” es la huelga entre cada vehículo y el eje demarcado; “h2” es la huelga entre la cara exterior de los neumáticos de un vehículo y el borde exterior del carril por la que circula (en recta) o de la última rueda de un vehículo simple o articulado y el borde interior de la calzada en curvas y “h2 ext” es la huelga entre el extremo exterior del parachoques delantero y el borde exterior de la calzada, $h2\ ext \approx h2$ en recta y $h2\ ext = 0$ en curvas ensanchadas.

La Tabla siguiente expone el tipo de vehículo que considera la norma para el cálculo del ensanche, así como las dimensiones del mismo, la expresión con que se calcula “E” y su ámbito de aplicación en función a las huelgas mostradas anteriormente.

Tabla 44 Ensanche de la calzada

Tipo de vehículo (Lt en m)	Parámetro de cálculo (m)	E(m)	e.int(m)	e.ext (m)	Radios límite (m)
Semitrailer Lt = 16,40	L1 = 5,60 L2 = 10,00	$\frac{L1^2 + L2^2}{R} - 0,20$	0,70 E	0,30 E	$45 \leq R \leq 190$

Fuente: Manual de Diseño Geométrico, “ABC”

Donde “Lt” es el largo legal total del vehículo; “L1” es la distancia entre parachoques delantero y último eje camión tractor; “L2” es la distancia entre pivote mesa de apoyo

y último eje del tándem trasero; “e.int” y “e.ext” son dimensiones que se deben tomar en cuenta para la demarcación horizontal del pavimento.

Aplicando la fórmula mostrada en la tabla se obtiene el valor del ensanche máximo en correspondencia al radio mínimo de proyecto (50,00 m), así se determina **E_{max} = 2,45 m**, mientras que el ensanche mínimo $E_{min} = 0,50$ m se obtuvo para un radio de 200 m.

2.2.1.4.2. TALUDES DE CORTE Y TERRAPLEN

Se proyectaron taludes con una inclinación igual a: $H = 1$ y $V = 2$ a menos que el estudio geotécnico especifique otra inclinación, también se provee al talud una banquina de 3 m de ancho con una contra pendiente del 3,00%.

2.2.1.6. PLANOS DE PROYECTO

Los planos del diseño geométrico tanto de la alineación vertical como de la alineación horizontal, secciones transversales de la carretera, secciones tipo y la respectiva curva masa de volúmenes acumulados se encuentran en el ANEXO PLANOS.

2.2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO

2.2.2.1. VARIABLES DE DISEÑO

2.2.2.1.1. TRÁFICO

La determinación del tráfico que circulará por la carretera es de gran importancia para el diseño, ya que con esta variable se determina el tipo de carga que se aplicará al pavimento. Para ello se han realizado aforos de tránsito en las estaciones de Palos Blancos, La Central y Kumandaroty además se efectuaron encuestas “origen – destino” en las estaciones de Palos Blancos y La Central. Estos aforos y encuestas tuvieron una duración de siete días durante las 24 horas del día, obteniendo un TPDA compuesto por el normal y el derivado proyectado para el año 2037 es de 3873 cuyos valores se muestran en el **Anexo Trafico tabla TR24**.

2.2.2.1.1.1. CALCULO DE ESAL'S

El cálculo de los Factores de Carga Equivalentes (FCE), fue realizado de acuerdo a la estratigrafía de tráfico presentada en el Estudio de Tráfico los vehículos de poco peso o que no tienen influencia en la determinación de Ejes Equivalentes están

divididos en livianos y utilitarios (de todas maneras sus pesos han sido considerados en el cálculo respectivo). Los vehículos de influencia en la determinación de Ejes Equivalentes se constituyen en los siguientes grupos: buses de dos ejes simples, camión mediano de dos ejes simples, Camión grande de un eje simple y un tandem y camión articulado de un eje simple, un tandem y un tridem.

Para la conversión del tráfico mixto que transita por el proyecto se utiliza el concepto de los Factores de Carga Equivalentes (FCE) los cuales se pueden obtener de las ecuaciones que se detallan a continuación:

$$FCE = \frac{1}{10^{4.79 \log(18+1) - 4.79 \log(L_x + L_2) + 4.33 \log L_2 + \frac{G_t}{\beta_x} - \frac{G_t}{\beta_{18}}}}$$

$$G_t = \log\left(\frac{4.2 - p_t}{4.2 - 1.5}\right)$$

$$\beta_x = 0.40 + \frac{0.081 \cdot (L_x + L_2)^{3.23}}{(D + 1)^{5.19} \cdot L_2^{3.23}}$$

SN = Número Estructural

L_x = Cargade eje simple, tándem o trídem en Kip

L_2 = Código de eje :

1 : Eje simple

2 : Eje tándem

3 : Eje trídem

p_t = Serviciabilidad final

β_{18} = Igual a β_x cuando $L_x = 18$ y $L_2 = 1$

Se ha aplicado estas ecuaciones para el cálculo del número de Ejes Equivalentes que solicitarán a la carretera. Para una aproximación preliminar, se decide adoptar una p_t (diferencia entre serviciabilidad inicial y final) de 2.5, obteniendo 9.593.444,12 ESAL'S para el diseño del pavimento flexible y 18.925.603,23 para el diseño del pavimento rígido, todos estos datos y resultados se verifican en el **Anexo Trafico tablas TR35 Y TR36.**

2.2.2.1.1.2. CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE Y MODULO

La subrasante natural a lo largo del tramo proyectado presenta suelos que varían entre tipo A-2-4 y A-6-7, con estratos rocosos en las zonas montañosas de Caipipendi. La

clasificación de suelos, composición granulométrica y límites de Atterberg está incluida en el Anexo Geotecnia. De los datos obtenidos en campo se han establecido los valores de CBR recomendados, de tal manera se asumirá un valor de CBR de 14.8% para los 6 kilómetros

Para sitios con subrasante con valor de CBR menor a 14.8%, se deberá reemplazar el material no adecuado en el espesor indicado en el estudio geotécnico o efectuar un mejoramiento con material granular.

2.2.2.1.1.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES (BASE, SUB BASE)

La capa base se utiliza principalmente para evitar el bombeo de finos, proveer una plataforma estable y uniforme para la construcción y minimizar la deformabilidad del suelo de fundación, en este sentido, si bien no se requieren altas resistencias, es desde todo punto de vista recomendable el empleo de dicha base.

La capa sub base será estabilizada granulométricamente, deberá presentar un CBR mínimo de 60% a un grado de compactación igual a 98% del ensayo Proctor modificado T-180 y tendrá un espesor mínimo de 15 cm.

Esta capa debe tener carácter permeable y debe funcionar como un dispositivo drenante para el paquete estructural.

2.2.2.2. MÉTODO DE DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO

2.2.2.2.1. DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO POR EL MÉTODO ASSTHO-97

La fórmula que permite el diseño de pavimentos rígidos, desarrollada por la AASHTO es la siguiente:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 7.35 \log(D+1) - 0.06 + \frac{\log(\Delta PSI)}{1 + \frac{1.625 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32p_i) \log \left[\frac{S'_c C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J \left(D^{0.75} - 18.42 \left(\frac{k}{E_c} \right)^{0.25} \right)} \right]$$

donde:

W_{18} = Número de cargas de 18 kips (80 kN) previstas

Z_R = Abscisa correspondiente a un área igual a la Confiabilidad "R" en la curva de distribución normalizada.

S_0 = Desviación Estándar de todas las variables.

D = Espesor de la losa del pavimento, en pulgadas.

\square PSI = Pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño

p_i = Serviciabilidad final

S'_c = Módulo de rotura del hormigón, en psi.

C_d = Coeficiente general de drenaje.

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón, psi.

k = Módulo de reacción de la subrasante, en psi/pulg

La expresión arriba descrita está en el sistema de unidades inglés.

Dado el carácter empírico de esta fórmula, muchos de los datos a asumir son fruto de la experiencia y de la práctica general en el diseño de pavimentos. En los acápites precedentes se han explicado algunas de las variables que intervienen en la fórmula anterior. La adopción de los distintos valores para las variables involucradas en el diseño será explicada a continuación.

2.2.2.2.2. NÚMERO EQUIVALENTE DE EJES DE 80KN (ESAL'S)

El tránsito que circula por una carretera está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes. A efectos de diseño, este tráfico es transformado en un Número Equivalente de Ejes Tipo de 80 kN, el cual se los denomina ESAL'S, "Equivalent Single Axle Load" o carga axial simple equivalente.

Las diferentes cargas actuantes sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones en el mismo, además, diferentes espesores de pavimentos y diferentes materiales responden de distinta manera a una misma carga, estas cargas que producen diferentes tensiones y deformaciones también originarán distintos tipos de falla en el pavimento. Para tener en cuenta estas diferencias, el tránsito es reducido a un número equivalente de ejes de un determinado valor de carga, que producirán el mismo daño que toda la composición de tráfico. Esta carga tipo según AASHTO-97 es de 80 kN o 18,000 libras. Esta conversión se hace mediante el factor equivalente de carga "LEF", por sus siglas en inglés. Existe otro factor que afecta la determinación del número de ejes equivalentes, y es el factor camión "FC"; a diferencia del LEF, este factor expresa el nivel de deterioro producido al pavimento por un tipo de vehículo en particular y no es más que la relación del número de ejes equivalentes y el número de camiones para ese tipo de vehículos en particular, la determinación del ESAL'S de diseño parte de los resultados del estudio de tráfico.

2.2.2.2.3. SERVICIABILIDAD

La serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. Dicha medida varia dentro de la escala de 0 a 5, siendo que el valor 5 representa una condición muy buena y 0 pésimas condiciones. Fueron considerados índices de serviciabilidad inicial $P_i = 4,5$ y índice de serviciabilidad al final del periodo de proyecto $P_f = 2,5$; conforme recomienda la Guía de la AASHTO (tabla n°53), para pavimentos rígidos nuevos.

Tabla 45 SERVICIABILIDAD

INDICE DE SERVICIABILIDAD INICIAL	INDICE DE SERVICIABILIDAD FINAL
$P_o = 4.5$ para pavimentos rígidos	$P_t = 2.5$ o más para caminos muy importantes
$P_o = 4.2$ para pavimentos flexibles	$P_t = 2.0$ para caminos de tránsito menor

Fuente: Guía de Diseño AASHTO 97

2.2.2.2.4. MÓDULO PROMEDIO DE RUPTURA DEL HORMIGÓN A LOS 28 DÍAS ($S'c$)

Es el esfuerzo de tensión en la fibra extrema bajo la carga de rotura. El módulo de ruptura requerido como dato para el procedimiento de diseño es el valor promedio determinado después de 28 días usando el ensayo de carga del tercio central (AASHTO T97, ASTM C78).

El valor promedio usualmente adoptado para pavimentos carreteros nuevos corresponde a $S'c = 4.50$ MPa, el mismo que se recomienda verificar durante la construcción mediante ensayos de vigas a la flexión.

2.2.2.2.5. MÓDULO DE ELASTICIDAD (EC)

Es un parámetro que indica la rigidez y la capacidad de distribuir las cargas que soporta la losa del pavimento. Mientras más alto sea el valor del módulo elástico, más rígida será la losa. Los esfuerzos, deformaciones y deflexiones, están influenciados por el valor del módulo elástico. Este valor se determina usando los procedimientos descritos en el ensayo ASTM C 469.

Sin embargo, puede determinarse el valor del módulo de elasticidad a partir de la resistencia a compresión ó a la flexión del hormigón. En nuestro caso, se ha utilizado la siguiente expresión:

$$E_c = 1,000,00[S'_c(\text{kPa}) - 3,370] / 43.5$$

De esta fórmula se obtiene el valor aproximado de $E_c = 26,000 \text{ MPa}$. El diseño es poco sensible a esta variable.

2.2.2.2.6. MÓDULO EFECTIVO DE REACCIÓN DE LA SUB RASANTE (K)_c

El módulo efectivo de reacción de la subrasante (k) se calcula en base a los valores modulares zonales asociados a los respectivos daños unitarios sufridos por la estructura en función de dichos valores.

En el presente estudio, se adoptó directamente valores de módulo de reacción obtenidos a través de la correlación con el CBR según recomienda la Portland Cement Association. Tomando en cuenta que el CBR se obtiene por medio de un proceso de saturación de la probeta durante 4 días, se consideró despreciable el efecto de zonalidad de la humedad en sitio, lo que justifica la adopción directa de los valores presentados.

$$\begin{aligned} \text{Si } CBR &\leq 10 \\ K &= 2.55 + 52.5 \text{ LOG } (CBR) \\ \text{Si } CBR &> 10 \\ K &= 46 + 9.08 (\text{LOG } (CBR))^{4.34} \end{aligned}$$

También se calculó el espesor para un CBR de 26% y 5% a modo de ver cual sería la diferencia con el CBR de 14.8% en cuanto a espesor de pavimento (**Anexo Trafico tablas TR41**)

$$\begin{aligned} \text{Para } CBR = 5 \% &\Rightarrow K = 39.25 \text{ KPa/mm} \Rightarrow e=252\text{mm} \\ \text{Para } CBR = 14.8 \% &\Rightarrow K = 63.97 \text{ KPa/mm} \Rightarrow e=246\text{mm} \\ \text{Para } CBR = 26 \% &\Rightarrow K = 86.96 \text{ KPa/mm} \Rightarrow e=241\text{mm} \end{aligned}$$

2.2.2.2.7. NIVEL DE CONFIANZA (R)

La selección del nivel apropiado de confianza para el diseño de un pavimento está determinado por el uso esperado de ese pavimento. Un nivel de confianza elevado

significa un pavimento más costoso y por lo tanto mayor costo inicial, pero pasará mayor tiempo antes de que necesite reparación y por ende los costos de mantenimiento serán menores, un nivel de confianza bajo da pavimentos más económicos, pero con mayor costo de mantenimiento, lógicamente, existirá un nivel de confianza óptimo en el cual la suma de los costos iniciales y de mantenimiento dan un mínimo.

Bajo ese criterio la AASTHO elaboró la tabla que se presenta a continuación, donde se presentan niveles de confianza en función del tipo de camino y su ubicación.

Tabla 46 Valores de Confianza (en función de la funcionalidad)

Clasificación Funcional	Urbana	Rural
<i>Interestatal y Otras Autopistas</i>	85.0 – 99.9	80.0 - 99.9
<i>Arterias Principales</i>	80.0 – 99.0	75.0 - 95.0
<i>Colectores</i>	80.0 – 95.0	75.0 - 95.0
<i>Local</i>	50.0 – 80.0	50.0 - 80.0

FUENTE: GUÍA DE DISEÑO AASHTO

Dadas las características de la vía en estudio adoptaremos un nivel de confianza

R = 80%, que correspondería a un camino local (clasificación ABC).

2.2.2.2.8. DESVIACIÓN ESTÁNDAR GLOBAL (SO)

Toma en cuenta la variabilidad de los datos de diseño, la variabilidad del tráfico durante la vida útil del pavimento, la variabilidad de los fenómenos naturales, variabilidad durante los procesos constructivos, incluyendo la variabilidad en las propiedades de materiales, suelo de fundación, etc. En ausencia de valores nacionales, la Guía de Diseño AASHTO recomienda valores recomendados para pavimentos rígidos. Para el caso donde la varianza del tráfico futuro proyectado no se considera, la Guía de Diseño AASHTO recomienda un valor de 0.35. Por lo tanto el valor adoptado será de $S_0 = 0.35$.

2.2.2.2.9. COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)

Es un factor usado sólo en pavimentos rígidos y sirve para tener en cuenta la capacidad de la estructura del pavimento para transferir cargas a través de juntas y fisuras. Este factor considera además, el apoyo lateral provisto en las esquinas de la

losa, la siguiente tabla provee recomendaciones para la selección del coeficiente de transferencia de carga de la cual se adoptó $J = 3.2$.

Tabla 47 Coeficientes de Transferencia de Carga

Tipo de Pavimento	Berma de Asfalto		Berma de Ho. Vinculada	
	Dispositivo de Transferencia		Dispositivo de Transferencia	
	Sí	No	Sí	No
Junta Sencilla y Junta reforzada	3.2	3.8 – 4.4	2.5 – 3.1	3.6 – 4.2
Continuamente Reforzada	2.9 – 3.2	N/D	2.3 – 2.9	N/D

FUENTE: AASHTO GUÍA DE DISEÑO PARTE II. SECCIÓN 2.4.2.

2.2.2.2.10. COEFICIENTE GLOBAL DE DRENAJE (CD)

La calidad del drenaje depende de las permeabilidades de la sub base y los materiales de fundación, el diseño de las secciones transversales estructurales y de la presencia de drenes longitudinales de borde. Este valor no es fácil de determinar y en el presente caso se adoptará simplemente por las características de clasificación de suelos determinadas y los datos de pluviometría, la norma AASTHO sugiere una calificación para la calidad del drenaje de acuerdo al tiempo en que las aguas son drenadas, tanto de la losa como de la capa sub base y subrasante. Esta calificación es:

Tabla 48 Niveles de calidad de Drenaje

Calidad de Drenaje	Agua Removida Dentro de:
Excelente	2 horas
Buena	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Muy Pobre	Agua no drena

Fuente: Guía de Diseño AASHTO, Parte I, Sección 1.8

Para la selección del coeficiente de drenaje, AASHTO provee la siguiente tabla que relaciona con el tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad.

Tabla 49 Coeficientes de Drenaje

Calidad de Drenaje	Menos de 1 %	1 - 5%	5 - 25%	Más de 25 %
Excelente	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Bueno	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Regular	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Pobre	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Muy Pobre	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

Fuente: Guía de Diseño AASHTO, Parte I, Sección 1.8

las características de precipitación de la zona nos llevan a deducir que entre el 5 y 25% del tiempo el pavimento estará en niveles cercanos a la saturación, por lo tanto el coeficiente global de drenaje adoptado es $C_a = 1.10$.

2.2.2.2.11. FACTOR DE FRICCIÓN (F)

El factor de fricción indica la fuerza requerida para hacer deslizar la losa sobre la sub base en términos del peso de la losa, de acuerdo a la AASTHO para sub bases granulares se tiene un factor de fricción, como es el caso del presente estudio $F = 1.50$.

2.2.2.2.12. DIAMETRO DE LA BARRA

Los diámetros preferidos para pavimentos rígidos son 16 y 12 mm, el primero para losas gruesas y donde se espera un mayor número de vehículos pesados que se cambien de carril constantemente (por ej. en vías de cuatro carriles). En el país se ha utilizado normalmente el diámetro de 12 mm. En pavimentos urbanos de bajo tráfico podría utilizarse inclusive 10 mm de manera excepcional. El método de diseño sugerido por DIPAV requiere que el diseñador defina el diámetro de **16mm**.

2.2.2.2.13. COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA

El coeficiente de expansión térmica del hormigón es una medida del cambio de dimensiones del material cuando está sujeto a variaciones de temperatura. El coeficiente de expansión térmica depende de factores como la relación agua cemento, la edad del hormigón, el contenido de cemento y la humedad relativa del ambiente, sin embargo, el tipo de agregado grueso en la mezcla tiene el mayor impacto en este coeficiente. Algunas guías para estimar este valor, en base a diferentes tipos de agregado grueso se presentan a continuación:

Tabla 50 Coeficiente de expansión térmica

Tipo de agregado grueso	Coeficiente de dilatación $\times 10^{-6} \text{mm/mm}/^{\circ}\text{C}$ ($\times 10^{-6} \text{pulg/pulg}/^{\circ}\text{F}$)
Cuarzo	11.9 (6.6)
Arenisca	11.7 (6.5)
Grava	10.8 (6.0)
Granito	9.5 (5.3)
Basalto	8.6 (4.8)
Caliza	6.8 (3.8)

Ref. AASHTO Guía de Diseño Parte II. Sección 2.5.2. y Tabla 2.10.

2.2.2.2.14. OTRAS VARIABLES

Además de los factores que anteriormente se han explicado, para el diseño de pavimentos intervienen otras variables, que por su dominio público sólo se las mencionará:

La calidad o resistencia a la fluencia del acero para barras de amarre: $f_y = 400 \text{ Mpa}$ y acero para barras pasajuntas de 2,400 MPa.

Distancia al borde libre (ancho de carril) será **3.5 m**

Es el coeficiente de seguridad que reduce la tensión del acero para evitar la aparición de fluencia en el mismo y por tanto la apertura de la junta longitudinal, este valor típicamente es de **75%**, sin embargo podría variarse en función a la mayor o menor seguridad que se desee.

Gradiente térmico (anteriormente se explicó el criterio para su adopción):

$$\Delta t = 20^\circ \text{ C}$$

$$\alpha = 10.8 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$$

Factor de Ajuste para la Fricción entre la losa y la subbase: Un factor de ajuste se usa en el cálculo del movimiento en la junta transversal para tomar en cuenta la resistencia a la fricción de este movimiento entre la losa de hormigón y diferentes tipos de bases. Un valor de 0.65 debe usarse para una base estabilizada (como ser una base tratada con cemento o concreto pobre), y un valor de 0.80 para una base granular. (Ref. AASHTO Guía de Diseño Parte II. Sección 3.3.3).

Deformación Admisible del Sellador: La deformación admisible del sellador es un valor especificado por el fabricante que toma en cuenta las características específicas del sellador. Un valor típico para selladores sobre la base de petróleo es de 0.25 y para selladores de silicona es 0.50. Este no es aplicable a selladores preformados. En nuestro caso, se ha definido silicona con una deformación admisible de **50%**.

Factor de Forma del Sellador, Es la relación recomendable entre la profundidad y el ancho y (P/A) del sellador. Para selladores en base a petróleo esta relación varía entre 1:1 hasta 2:1, es decir que la profundidad dentro de la caja del sellador puede variar

entre una a dos veces el ancho. Para selladores de silicona o poliuretano, estos valores varían en función del fabricante siendo la más común de 1:2. Este factor debe ser introducido en el programa como un decimal (0.5 para un factor de forma de 1:2). Otros productos también cuentan con factores de forma recomendados por el fabricante, en este caso será de **0.5**.

2.2.2.2.15. COEFICIENTE DE RETRACCIÓN POR SECADO DE LA LOSA DE HORMIGÓN

La retracción por secado del hormigón necesita ser considerada en el diseño de reservorio para las juntas. La retracción es afectada por el contenido de cemento, los tipos de mezclas usadas en el cemento portland, el método de curado, los agregados y las condiciones de curado. Un estimado del valor de la retracción basado en el esfuerzo de tensión indirecto puede obtenerse de la tabla siguiente:

Coefficientes de Retracción por Secado

Tensión Indirecta 28 días		Retracción
KPa	Psi	mm/mm ó pulg./pulg.
Menor a 2,100	< 300	0.0008
2,800	400	0.0006
3,400	500	0.00045
4,100	600	0.0003
Mayor a 4,800	> 700	0.0002

Fuente: AASHTO Guía de Diseño Parte I. Sección 2.5.2. y Tabla 2.9.

En nuestro caso, el valor de retracción adoptado es de: 10.8×10^{-6} , y el coeficiente de retracción por secado de 0.00045 mm/mm.

2.2.2.2.16. RESULTADOS

Con los datos anteriormente expuestos, se ha realizado el diseño final empleando el software "DIPAV", desarrollado por la IBCH (INSTITUTO BOLIVIANO DEL CONCRETO Y HORMIGÓN).

Tabla 51 Pavimento Rígido

CARPETA	TRAMO	La Central – Sabalo
	K adoptado (KPa/mm)	63.97
	SUBBASE (mm)	150
	ESP. LOSA (mm)	246
	Dimensiones (m)	3.5x4.5
BARRAS	diámetro (mm)	16
	separación entre barras (m)	1.12
	longitud (m)	1.10

JUNTAS	Apertura de la junta (mm)	1.9
	Ancho del reservorio de junta (mm)	4

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Para desarrollar el presente diseño se tomaron en consideración los siguientes elementos:

- *Diseño de hormigón para un ancho de 3.50 m.*
- *La berma debe ser construido con capa base y tratamiento superficial.*
- *Como el ancho de calzada es 3.5m y la separación obtenida es de 2,03 se adoptara 1,12m. para 4 barras cuyo espaciamiento máximo es de 1,2m con una longitud de 1,10m valor más practico recomendado por encima del mínimo de cálculo que es de 1,07m.*
- *Espaciamiento de Juntas Transversales de Contracción, la determinación del espaciamiento entre juntas transversales, se basa en la determinación de fisuras intermedias de la losa. Los factores importantes a considerar son: el coeficiente térmico de contracción del hormigón (el cual es afectado por el tipo de agregado grueso usado), el cambio de temperatura, la resistencia friccional entre la losa y la base, y la resistencia a tracción del hormigón, como una regla general para pavimentos no reforzados, el espaciamiento en pies no debe exceder dos veces el espesor de la losa en pulgadas. Por tanto el espaciamiento máximo entre juntas para la losa del proyecto de 24.6cm de espesor debería ser mayor que 5.90 m (19.37pies) se asume 4.5m por la relación de largo y ancho de losa.*

En el Anexo Trafico Tabla TR37 se presentan los reportes obtenidos del software DIPAV junto a los detalles correspondientes al proceso de cálculo.

2.2.2.3. MÉTODO DE DISEÑO DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

2.2.2.3.1. DISEÑO DEL PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL MÉTODO ASSTHO-93

Para el cálculo de espesores de las capas del paquete estructural, es necesario determinar previamente el Número Estructural SN, para este propósito se utilizó el Software DIPAV, que está fundamentada en el método AASHTO versión 1993. La ecuación que se presenta a continuación se utiliza para la determinación del Número

Estructural SN, referida a la cantidad acumulada de un eje estándar de 8,2 Tn. para un periodo de vida útil, es la siguiente:

$$\text{Log}W_{18} = Z_r \times S_o + 9.36 \times \text{Log}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log}\left(\frac{\Delta\text{PSI}}{4.2 - 1.5}\right)}{\frac{0.4 + 1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \times \text{Log}M_r - 8.07$$

En la cual las variables tienen los siguientes significados:

W_{18} = Número de eje equivalentes a 18000 Libras que solicitaran durante el periodo de vida útil.

Z_r = Desviación normal standard para el grado de confiabilidad R elegido.

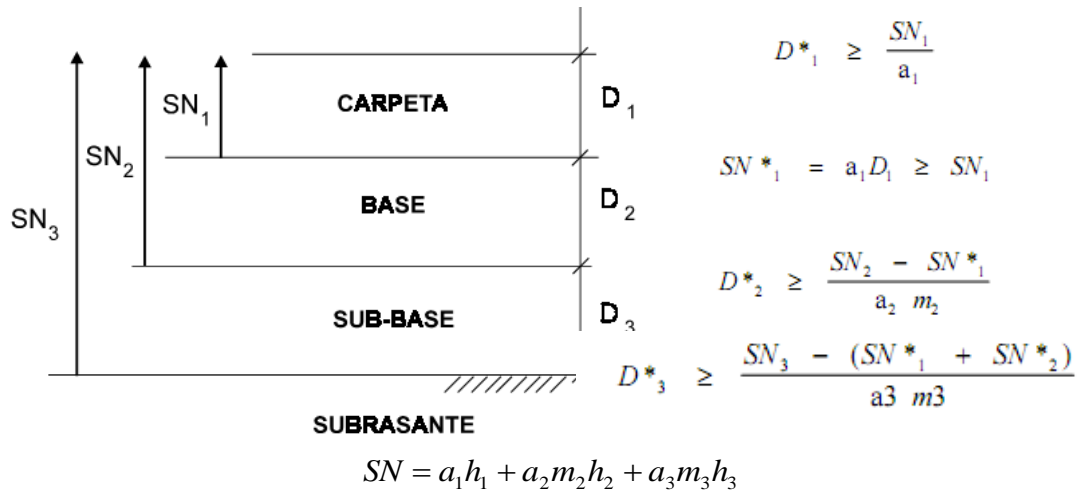
S_o = Error standard combinado de las predicciones de tránsito y de comportamiento

ΔPSI = Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial y final.

M_r = Modulo Resiliente de la Subrasante.

SN = Número Estructural del Pavimento.

En el procedimiento de diseño AASHTO, el cálculo del diseño del pavimento produce un número estructural. Este número estructural expresa la resistencia estructural de un pavimento flexible. Este valor, que es resultado de la ecuación de diseño AASHTO, se convierte a espesores individuales de capas en el pavimento a través de la siguiente relación:



Donde:

a_i : coeficientes estructurales de la capa i

m_i : coeficientes de drenaje de la capa i

h_i : espesor de la capa i

Cada una de las variables que conforman esta ecuación tiene varios posibles valores, pero de acuerdo a la Guía de Diseño existen ciertas condiciones mínimas recomendadas que se deben cumplir para que una vez construidas unas protejan a las

otras y viceversa. Para la determinación de los espesores de las distintas capas utilizando el método de Análisis por Capas se deben seguir las ecuaciones que se mencionan a continuación:

- 1) a , D , m , y SN corresponden a valores mínimos requeridos.
- 2) D^* y SN^* representan los valores finales de diseño.

Debe ser considerado que, en caso de que los espesores obtenidos a través de las expresiones matemáticas arriba indicadas resulten inferiores a los espesores mínimos indicados en el método, dichos mínimos deberán ser adoptados, lo que obliga a la definición de nuevos valores de $SN1$ y $SN2$, con base en los espesores adoptados y en los valores de los coeficientes estructurales.

2.2.2.3.2. COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE LAS CAPAS (a_i)

El coeficiente estructural de una capa representa la relación empírica entre el número estructural SN y el espesor de dicha capa, siendo una medida de la capacidad relativa del material para actuar como componente estructural de un dado pavimento.

El método AASHTO presenta diversas formas de obtener el valor del coeficiente estructural, en general a través de correlaciones con otras propiedades mecánicas de los materiales (CBR, módulo, resiliente, etc.). Estos coeficientes es posible determinar a través de ábacos o expresiones matemáticas. A continuación se presentan los valores adoptados para cada caso.

Coeficiente Estructural para Concreto Asfáltico en Caliente

El coeficiente de capa para una pista de concreto asfáltico (a_1) es una función del valor del módulo elástico del material. La figura 2.5 en la sección II de la Guía de Diseño AASHTO provee un cuadro que puede ser usado para estimar el coeficiente estructural de la capa de una superficie densamente graduada de concreto asfáltico basado en su módulo elástico a 20° C (68°F). El coeficiente promedio de la superficie de concreto asfáltico en el ensayo de carreteras AASHO fue de 0.44. También existen correlaciones en función de la estabilidad Marshall o el módulo resiliente del asfalto.

Estos valores se aplican para asfalto tratado en caliente, no así para tratamientos superficiales, en los cuales normalmente se ignora el aporte de la capa de tratamiento, o en el mejor de los casos se asume de manera igual al valor de la capa base utilizada.

- **Carpeta Asfáltica – $a_1 = 0.44$ (Obtenido de la Fig 2.5 pag II-18 Guía de Diseño de Pavimentos AASHTO – 93)**

Coefficiente Estructural para Capa Base Granular

La figura 2.6 en la Sección II de la Guía de Diseño AASHTO provee un gráfico que puede ser usado para estimar el coeficiente estructural para una base granular (a_2) de uno de cuatro resultados de ensayos de laboratorio. Estos resultados se basan en los promedios del ensayo de carreteras AASHO para materiales granulares en el que se obtuvo: $a_2 = 0.14$, para un módulo de la base EBS = 210,000 kPa (30,000psi) con un CBR = 100 % y un valor de R de 85.

- **Bases Granulares – $a_2 = 0.14$ (Obtenido de la Fig 2.6 pag II-19 Guía de Diseño de Pavimentos AASHTO - 93)**

Coefficiente Estructural para Capa Subbase Granular

La figura 2.7 en la Sección II de la Guía de Diseño AASHTO provee un gráfico que se puede usar para estimar el coeficiente estructural para materiales de sub-base granular (a_3). La capa subbase del AASHO Road Test tenía las siguientes características: (a_3) = 0.11; EBS = 105,000 kPa (15,000psi); CBR = 30 %; valor de R de 60.

En Bolivia Es usual especificar capas base con un CBR de 40%, a las que corresponde un coeficiente estructural de 0.12. Estos valores pueden modificarse en función de los materiales existentes en la zona del proyecto.

- **Sub Bases Granulares – $a_3 = 0.12$ (Obtenido de la Fig 2.7 pag II-21 Guía de Diseño de Pavimentos AASHTO - 93)**

2.2.2.3.3. SERVICIABILIDAD

La serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. Esta se mide dentro de la escala de 0 a 5, siendo que el valor 5 representa una condición muy buena y 0 pésimas condiciones.

*Se ha tomado una serviciabilidad inicial p_i de **4.2** y serviciabilidad final de proyecto p_f de **2.5**; con una diferencia entre ambos de 1.7, conforme recomienda la Guía de la AASHTO.*

2.2.2.3.4. MÓDULO DE RESILENCIA DE LA SUBRASANTE

El módulo de resiliencia de la subrasante es la propiedad del material usado para representar las características de soporte del suelo natural en el diseño de pavimentos flexibles. En términos generales, es una medida de la deformación del suelo en respuesta a aplicaciones (cíclicas) de cargas mucho menores que la carga de falla.

El proceso de diseño de AASHTO, requiere la introducción del módulo resiliente efectivo del suelo de la carretera. En el presente estudio, fueron directamente adoptados los valores de módulo resiliente obtenidos a través de la ecuación de correlación con el CBR.

En la Guía AASHTO se menciona que ante la imposibilidad de contar con los equipos para realizar ensayos con el módulo de resiliente, se puede utilizar la correlación establecida por el Corps of Engineers con el CBR:

$$M_R = 1500 \times CBR \text{ [psi]}$$

De acuerdo a la experiencia en Latinoamérica, las ecuaciones que se presentan a continuación son las más utilizadas y las que han sido aplicadas en el presente diseño:

$$M_R = 17,6 \times CBR^{0,64} \text{ [MPa]} \text{ para CBR entre 2 y 12\%}$$

$$M_R = 22,1 \times CBR^{0,55} \text{ [MPa]} \text{ para CBR entre 12 y 80\%}$$

Con CBR de 14.8% $M_r=97.28 \text{ Mpa} = 97282.83 \text{ Kpa}$

Para la determinación de los módulos elásticos de capas granulares puede utilizarse la siguiente correlación en base a los coeficientes de capa:

$$Mr = 30000 \frac{a_i}{0.14}$$

Mr en psi; ai es adimensional.

Con el coeficiente estructural a2=0.14 Mr=206844.03 Kpa.

Con el coeficiente estructural a3=0.12 Mr=177294.88 Kpa.

La Guía de diseño AASHTO establece valores mínimos para el espesor de asfalto y la capa base en función del número de Ejes Equivalentes que solicitará al pavimento, por tanto, de una manera práctica no debería considerarse valores menores a los indicados a continuación.

Tabla 52 Espesores Recomendados

Número de ESALs	Concreto asfáltico	Base granular
Menos de 50,000	2.5 cm o TS	10 cm
50,000 - 150,000	5.0 cm	10 cm
150,000 - 500,000	6.5 cm	10 cm
500,000 - 2,000,000	7.5 cm	15 cm
2,000,000 - 7,000,000	9.0 cm	15 cm
Más de 7,000,000	10.0 cm	15 cm

Ref. AASHTO Guía de Diseño Parte II. Sección 3.1.4.

2.2.2.3.5. NIVEL DE CONFIANZA (R)

El Nivel de Confianza es la probabilidad de que el pavimento sobreviva a su período de diseño, dicho de una manera sencilla, es la probabilidad estadística de que las secciones de pavimento se encuentren operables al final de la vida útil prevista.

Sin embargo, es importante hacer notar que se trata de una variable probabilística, de manera que se deben aplicar todos los conceptos de análisis de probabilidad, en este sentido, cuando se habla de rehabilitaciones planificadas dentro del período de diseño (por etapas, considerando distintas sobrecarpetas hasta alcanzar el período de diseño) y no se diseña en una sola etapa de al menos 20 años, entonces debe fijarse un nivel de confianza global para luego calcular los niveles de confianza individuales.

*Este concepto se encuentra ampliamente explicado en la sección I, Inciso 4.5, pág. I-63, de la Guía AASHTO, en la cual se ejemplifica que un diseño en dos etapas, para el cual se haya utilizado un nivel de confianza de 0.90 para cada una de ellas, tendrá un nivel de confianza compuesto de $0.90 \times 0.90 = 0.81$, lo cual es muy diferente a un diseño en una sola etapa con un nivel de confianza de 0.90. También se aclara nuevamente este concepto en la Parte II, inciso 3.1.2, pág. II-33 de la Guía, de esta manera asumiremos confiabilidad de **90% en dos etapas**.*

2.2.2.3.6. DESVIACIÓN ESTÁNDAR GLOBAL (SO)

*Este concepto se encuentra explicado detalladamente en el capítulo correspondiente a pavimento rígido, Desviación estándar global, sin embargo, se destaca que los valores comúnmente utilizados para pavimento flexible están entre 0.45 a 0.49, en este caso asumiremos **0.45** ya que dispone de aforos de tráfico lo cual reduce la incertidumbre.*

2.2.2.3.7. COEFICIENTE GLOBAL DE DRENAJE (CD)

El coeficiente de drenaje es una función de la calidad del drenaje (el tiempo requerido para que el pavimento escurra) y el tiempo durante el año que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación. Depende del diseñador determinar los niveles relativos de cada uno de estos valores para las condiciones específicas consideradas para el diseño.

*Los coeficientes de drenaje sólo son aplicables a las capas base y sub-base no tratadas. El posible efecto del drenaje en la superficie de una pista de concreto asfáltico y en cualquier otra capa estabilizada no se considera, se adopta un valor **m1=1**.*

*El CBR de las capas base y sub-base, indican un drenaje entre regular y pobre, las características de precipitación de la zona nos llevan a deducir que entre el 5 y 25% del tiempo el pavimento estará en niveles cercanos a la saturación, por lo tanto el coeficiente global de drenaje para la capa base es **m2=0.9** y para la capa sub-base es **m3=0.7**.*

2.2.2.3.8. ASFALTO DILUIDO Y CEMENTO ASFALTICO

Asfalto Diluido

El asfalto diluido para la imprimación bituminosa a utilizarse será asfalto diluido de curado mediano MC-70 especificado en la norma AASHTO M-82

MC -70 tiene límites de temperatura entre 21.11 y 62.78 °C por lo tanto es utilizable para esta zona del departamento donde se conoce que la temperatura anual promedio es de 28 grados aproximadamente siendo de esta manera posible conservar la temperatura según las especificaciones técnicas que corresponden a este ítem (**ver Anexo de especificaciones técnicas ETG-8**) donde también se indica un aspecto fundamental que dice que el material bituminoso no deberá aplicarse cuando la temperatura ambiental estuviera por debajo de 10° C

Cemento Asfáltico

El cemento asfáltico a utilizarse en la construcción de la carpeta asfáltica nueva, será de penetración 85-100 de la misma manera que el asfalto diluido para imprimación no se requiere la utilización de otro tipo especial de cemento asfáltico para climas fríos ya que la temperatura de la zona de proyecto viene a ser indicada para este cemento asfáltico de penetración, la entrega, manipuleo y control de todo el material bituminoso será conforme a las determinaciones del FP-74 en su Sección 106

El cemento asfáltico deberá cumplir con las siguientes especificaciones de calidad:

Tabla 53 ESPESOR DE PAVIMENTO

N°	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO	ENSAYO AASHTO 1974	LÍMITES CA (85-100) Min.-Máx.
1	Penetración a 25° C 100gr	T-49	85 – 100 (0,1 mm)
2	Punto de inflamación C.O.C	T-48	450 (0,1")
3	Ductilidad a 25° C 5 cm/mit	T-51	100 (cm)
4	Solubilidad en tetracloruro	T-44	99(%)
5	Película delgada al horno	T-179	
	a. Pérdida por calentamiento (%)		1
	b. Penetración de residuo (%)		50
	c. Ductilidad del residuo (cm)		75
6	Viscosidad Saybolt a 135° C (SSF)		75 – 150
7	Ensayo en la mancha, equivalente xileno, menor que 25% de heptanoxileno	T-102	Negativo

8	El asfalto se preparará por destilación del petróleo. Será uniforme en su naturaleza y no formará espuma al calentarlo a 175° C		
9	Índice de susceptibilidad térmica (%)		-2 + 0,5

En Cuanto a las tolerancias de porcentaje de asfalto, densidad de la carpeta y al diseño de mezcla se encuentran en el **Anexo Especificaciones Técnicas ETG-10** además de los requerimientos que debe cumplir la planta estática preparadora de la mezcla bituminosa.

2.2.2.3.9. RESULTADOS

Para la alternativa de diseño con pavimento flexible en función al CBR de las 7 muestras obtenidas en el **Anexo Trafico Tabla TR38** se resumen a continuación:

Tabla 54 ESPESOR DE PAVIMENTO

TRAMO	TIPO DE SUELO	PAVIMENTO FLEXIBLE	BASE GRANULAR	SUBBASE GRANULAR
0+000-6+000	12 < CBR ≤ 80	100	200	440

FUENTE: ELABORACIÓN EN BASE A RESULTADOS DEL DIPAV

2.2.3. DISEÑO HIDRAULICO

2.2.3.1. DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE

El estudio del drenaje de un proyecto vial, abarca obras transversales como longitudinales. Las obras hidráulicas diseñadas comprenden cunetas, bajantes, zanjas de coronación y alcantarillas.

2.2.3.2. SITUACION ACTUAL DE LAS ALCANTARILLAS

Realizando un inventario vial de campo para identificar, cuantificar y evaluar la condición de todas las alcantarillas de la carretera, de tal manera que se pueda establecer un diagnóstico de la situación actual registrando la condición y observaciones según el caso fue necesario.

2.2.3.3. CRITERIOS DE DISEÑO

El diseño de las obras hidráulicas presentado en este estudio se realizó siguiendo los normales criterios de la ingeniería civil caminera e hidráulica, universalmente difundida y valorada por su permanente y corriente aplicación.

2.2.3.3.1. CAUDALES DE DISEÑO

Como ya se indicó anteriormente, una de las premisas del diseño del sistema de drenaje de la carretera, es el aportar la seguridad de que la misma cumplirá su vida útil sin mayores problemas, para este fin los caudales con los que se llevó a cabo el dimensionamiento de las obras de drenaje, corresponden a los tiempos de retorno detallados en la siguiente tabla, los mismos que son elegidos por el grado de importancia de la obra en cuestión (**Ver Anexo Hidrología TABLA H21**).

Tabla 55 Períodos de Retorno para el Diseño de Obras de Drenaje

Tipo de Obra	Tiempo de Retorno[Años]	
	Diseño	Verificación
<i>Drenaje Longitudinal</i>	5	10
<i>Alcantarillas</i>	10	15
<i>Puentes</i>	50	100

Fuente: Elaboración propia

Para fines de seguridad y complementando los datos para la realización del diseño del sistema hidráulico del tramo vial en Estudio (Alcantarillas de Alivio y cunetas), se efectuó una verificación de caudales instantáneos producidos por lluvias de alta intensidad y corta duración basada en los supuestos listados a continuación.

- Ocurrencia de una lluvia de alta intensidad de duración de 5 min. (Por ser las tormentas de mayor intensidad)
- Ocurrencia de precipitaciones con periodos de retorno de 5 y 10 años, Verificadas para $T = 15$ años.
- Aporte instantáneo del área adyacente a la carretera en una longitud de 350 m, con las características presentadas a continuación:

Caso 1: Sección en Corte

Área de la Calzada de Rodadura

$$(Media Calzada + Berma + Media Cuneta): \quad 6.50 \text{ m} \times 350 \text{ m} = 2275.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Coeficiente de Escorrimento:} \quad c = 0.85.$$

$$\text{Área de Aporte Lateral:} \quad 50.00 \text{ m} \times 350 \text{ m} = 17500.00 \text{ m}^2$$

Coeficiente de Escurrimiento: $c = 0.41.$

Área de Aporte Total:	1.98 ha.
Coeficiente de Escurrimiento Ponderado	c = 0.45.

Caso 2: Sección en Terraplén

Área de la Calzada de Rodadura

(Media Calzada + Berma + Media Cuneta): $6.50\text{ m} \times 350\text{ m} = 2275.00\text{ m}^2$

Coeficiente de Escurrimiento: $c = 0.85.$

Área de Terraplén: $4.00 \times 350\text{ m} = 1400\text{ m}^2$

Coeficiente de Escurrimiento: $c = 0.45$

Área de Aporte Lateral: $50.00\text{ m} \times 350\text{ m} = 17500.00\text{ m}^2$

Coeficiente de Escurrimiento: $c = 0.41.$

Área de Aporte Total:	2.11 ha.
Coeficiente de Escurrimiento Ponderado	c = 0.45.

El cálculo de los caudales de verificación fue realizado mediante la utilización de la fórmula racional:

$$Q = 27.52 * cIA$$

Dónde:

$Q =$ Caudal [l / s]

$c =$ Coeficiente de escurrimiento

$I =$ Intensidad de la lluvia [cm / hr]

$A =$ Área de Aporte [Ha]

Tabla 56 caudales de Verificación de Tormentas Breves Calculadas

CAUDALES [l / s]		
t = 5 años	t = 10 años	t = 15 años
667.2	735.5	819.2

Fuente: Elaboración propia

2.2.3.3.2. DRENAJE LONGITUDINAL

Para fines de diseño del drenaje longitudinal del tramo vial en estudio, se empleó el módulo de canales abiertos del programa H-Canales, el cual tiene la característica

principal de determinar el tirante que alcanzara un determinado caudal en una determinada sección.

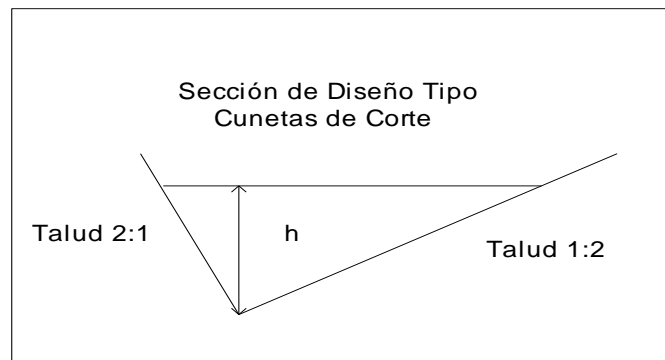
Para el caso específico del proyecto en estudio, el diseño fue realizado simulando las condiciones que se describen en los siguientes párrafos, las mismas que reflejan las situaciones en las cuales trabajará el drenaje longitudinal de la vía.

2.2.3.3.2.1. SECCIONES TIPO

Las secciones tipo consideradas para el diseño de cunetas fueron dos:

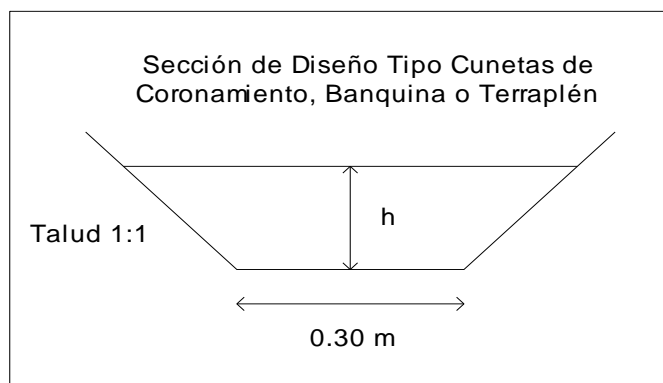
Cunetas de Corte (DR-1). Esta sección fue diseñada observando las condiciones constructivas bajo las cuales será materializada la misma; en este caso se asume que las cunetas de corte serán construidas al mismo tiempo que el paquete estructural de pavimento, utilizando para este fin una motoniveladora. Por esta razón la sección tipo adoptada para el diseño es de geometría triangular con taludes asimétricos 2:1 y 1:2, es decir con un ángulo de 90° entre paredes laterales como se muestra en el siguiente gráfico:

GRAFICO 9 Sección de Diseño Tipo (Cunetas de Corte)



Cunetas de Coronamiento, Banquina y Terraplén (DR-2). La sección tipo de diseño para este tipo de cunetas es presentada a continuación:

GRAFICO 10 Sección de Diseño Tipo (Cunetas de Coronamiento, Banquina y Terraplén)



Secciones Tipo

Las secciones tipo consideradas para el diseño de cunetas fueron dos y se utilizó la fórmula de Manning para dimensionarlas en función del caudal:

$$Qd = \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} * \left(\frac{(Z_1 + Z_2) * y}{2 * (\sqrt{1 + Z_1^2} + \sqrt{1 + Z_2^2})} \right)^{\frac{2}{3}} * \frac{(Z_1 + Z_2) * y^2}{2}$$

2.2.3.3.2.2. CONDICIONES HIDRÁULICAS

Con la ayuda del programa H-canales, fue calculada la capacidad y la velocidad de flujo de todas las secciones tipo, simulando las condiciones descritas en la Tabla N° 63, las cuales observan la posibilidad de construcción de canales tanto en terreno natural como revestidos para las pendientes mínimas y máximas empleadas en el diseño geométrico de la vía, variando además la altura del tirante normal de flujo.

Tabla 57 Condiciones Hidráulicas Simuladas Diseño Drenaje Longitudinal

Parámetro	Símbolo	n variable		Incrementado en:
		desde	hasta	
Coefficiente de Manning	N	0.015	0.030	0.005
Tirante	h [m]	0.10	0.50	0.10
Pendiente	S [m/m]	0.005	0.08	0.005

Fuente: Elaboración propia a partir de la utilización del programa H-Canales

Las planillas de cálculo, con los resultados de las condiciones simuladas son presentadas en **el Anexo Hidrología Tabla H22**, los mismos que se constituyeron en las tablas de diseño de las obras de drenaje longitudinal de este proyecto.

2.2.3.2.3. DRENAJE TRANSVERSAL

2.2.3.2.3.1. BAJANTES

Con el fin de evitar que las aguas colectadas por las zanjas de coronación, cunetas de banquetas y eventualmente el agua acumulada en la plataforma por la existencia de bordillos, causen erosión en los taludes de cortes y terraplenes, se han diseñado bajantes de varias formas para adaptarse a las condiciones topográficas de taludes de corte, cauces de pequeñas quebradas de gran pendiente y taludes de terraplenes.

Se han analizado varios tipos de obras de bajantes, y se han tipificado con un código específico, tal como se muestra en los planos de diseño.

2.2.3.2.3.2. CRITERIOS DE DISEÑO

Para el diseño de estas obras se han aplicado los siguientes criterios de diseño:

- Se analizó la capacidad de cada tipo de bajante, considerando la capacidad máxima de la zanja de coronación o cuneta ubicada aguas arriba del bajante, la pendiente del desnivel a vencer, y la obra de amortiguación más adecuada aguas abajo del bajante, para su conexión a una cuneta, a un cajón de ingreso a alcantarilla, o para su disposición final sobre el terreno natural. Sobre la base de los resultados obtenidos, se determinó el caudal máximo recomendado que se podrá disponer a través de cada bajante.
- Se plantearon soluciones bajantes en hormigón ciclópeo por la disponibilidad de piedra en el río Pilcomayo y la economía que aporta al proyecto.
- Los caudales instantáneos máximos en el punto de salida de una cuneta, determinados en base del estudio hidrológico s se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 58 Caudales instantáneos máximos en cunetas

T (años)	Q (m ³ /s)
5	0.667
10	0.735
15	0.819

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño hidráulico de estas obras se ha establecido que, en estado crítico de escurrimiento, para un gasto dado, se produce una energía específica mínima; en otras

palabras, el gasto máximo que puede pasar por una sección determinada para una energía específica mínima se produce en condiciones de flujo crítico, por lo tanto:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Donde: E = Energía específica (m)
 y = Tirante (m)
 Q = Gasto (m^3/s)
 g = Gravedad ($9.81 m/s^2$)
 A = Sección hidráulica (m^2)

En régimen crítico, el gasto máximo será: $\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c}{T_c}$

Bajante tipo DR-3

El bajante tipo DR-3 está destinado a recoger y conducir las aguas provenientes de zanjas de coronación y de banquina en taludes y terreno natural muy empinado.

El diseño hidráulico de este bajante se ha establecido para su conexión con una cuneta de corte ubicada aguas abajo del bajante.

La máxima capacidad del bajante es $Q_{\text{máx}} = 0.819 m^3/s$.

El material de construcción de este tipo de obra será mampostería de piedra.

La obra de entrada al bajante deberá funcionar en régimen crítico para trabajar a máxima capacidad con energía mínima, es decir, para canal de $0.80 \times 0.50 m$:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad v_c = \sqrt{gy_c}$$

$$Fr = \frac{v_c}{\sqrt{gy_c}} - 1 \quad S_c = \left(\frac{v_c n}{R^{2/3}} \right)^2$$

Donde: Q = Gasto (m^3/s)

g = Gravedad ($9.81 m/s^2$)
 b = Ancho del canal (m)
 y_c = Tirante crítico (m)
 Fr = Número de Froude
 v_c = Velocidad crítica (m/s)
 S_c = Pendiente crítica (%)
 R = Radio hidráulico (m)

Para nuestro caso, $y_c = 0.46 m$; $v_c = 2.12 m/s$; $S_c = 2\%$.

Por lo tanto, el canal de entrada al bajante se deberá construir con pendiente de 2%.

La ecuación de caída del chorro de agua está representada por la ecuación:

$$X = v_c \sqrt{\frac{2h}{g}}$$

Los resultados de los cálculos hidráulicos para diferentes pendientes del talud donde se apoyará el bajante se presentan en las tablas a continuación. El caso considerado para cada pendiente se refiere al más crítico, es decir, cuando el chorro de agua sale directamente de la obra de ingreso al bajante y cae en una caja de amortiguación inmediatamente antes de su ingreso a la cuneta. En caso que el número de gradas del bajante sea mayor que el calculado, el chorro caerá en una grada cualquiera ubicada arriba del cajón amortiguador, y el mismo se amortiguará antes de su ingreso a la caja de conexión con la cuneta. En caso contrario, el chorro caerá dentro de la caja de amortiguación con una energía mucho menor a la desarrollada en el caso crítico, y la caja de amortiguación funcionará mejor.

Tabla 59 Hidráulica del Bajante DR-3

Talud	Longitud grada P(m)	Altura grada H(m)	Nº de gradas	Altura de caída (m)	Longitud horizontal (m)	Longitud de caída del chorro(m)
1:1	0.50	0.50	4	2.00	2.00	1.565
1:1,5	0.50	0.75	5	3.75	2.50	2.047
1:2	0.40	0.80	6	4.80	2.40	2.289
1,5:2	0.48	0.80	5	4.00	2.40	2.107
1:3	0.30	0.90	11	9.90	3.30	3.212
1:4	0.20	0.80	21	16.80	4.20	4.146
1:5	0.20	1.00	26	26.00	5.20	5.133

Fuente: Elaboración propia

Tabla 60 Bajante DR-3– Hidráulica del Cajón Amortiguador (1)

Talud	Cajón Amortiguador								
	Tirante y ₂ deseado (m)	Base Calculada (m)	Base adoptada (m)	Tirante y ₂ calculado (m)	v ₂ (m/s)	Fr ₂	y ₁ (m)	V ₁ (m/s)	Fr ₁
1:1	0.40	0.965	1.00	0.386	2.055	1.056	0.359	2.209	1.177
1:1,5	0.40	0.965	1.00	0.386	2.055	1.056	0.359	2.209	1.177
1:2	0.40	0.965	1.00	0.386	2.055	1.056	0.359	2.209	1.177
1,5:2	0.40	0.965	1.00	0.386	2.055	1.056	0.359	2.209	1.177
1:3	0.40	0.965	1.00	0.386	2.055	1.056	0.359	2.209	1.177
1:4	0.40	0.965	1.00	0.386	2.055	1.056	0.359	2.209	1.177
1:5	0.40	0.965	1.00	0.386	2.055	1.056	0.359	2.209	1.177

Fuente: Elaboración propia

Tabla 61 Bajante DR-3– Hidráulica del Cajón Amortiguador (2)

Talud	Longitud de resalto (m)			
	Smetana	Einwachter	Cherugov	Adoptado
1:1	0.161	0.527	0.909	0.53
1:1,5	0.161	0.527	0.909	0.53
1:2	0.161	0.527	0.909	0.53
1,5:2	0.161	0.527	0.909	0.53
1:3	0.161	0.527	0.909	0.53
1:4	0.161	0.527	0.909	0.53
1:5	0.161	0.527	0.909	0.53

Fuente: Elaboración propia

Tabla 62 Bajante DR-3– Dimensionamiento de la caja de amortiguación

Talud	P (m)	H (m)	Nº de gradas	Altura de caída (m)	Dimensiones de la caja de amortiguación	
					a(m)	b(m)
1:1	0.50	0.50	4	2.00	1.60	1.00
1:1,5	0.50	0.75	5	3.75	1.60	1.00
1:2	0.40	0.80	6	4.80	1.60	1.00
1,5:2	0.48	0.80	5	4.000	1.58	1.00
1:3	0.30	0.90	11	9.90	1.40	1.00
1:4	0.20	0.80	21	16.80	1.20	1.00
1:5	0.20	1.00	26	26.00	1.20	1.00

Fuente: Elaboración propia

Bajante tipo DR-4

El bajante tipo DR-4 está destinado a recoger y conducir las aguas provenientes de zanjas de coronación y de banquina en taludes y terreno natural muy empinado.

El diseño hidráulico de este bajante se ha establecido para su conexión con un cajón de ingreso a alcantarilla, ubicado aguas abajo del bajante.

La máxima capacidad del bajante es $Q_{m\acute{a}x} = 0.819 \text{ m}^3/\text{s}$. Se ha considerado su diseño hidráulico para la alcantarilla más frecuente a utilizarse en el proyecto, es decir, TMS 1000.

El material de construcción de este tipo de obra será mampostería de piedra.

La obra de entrada al bajante deberá funcionar en régimen crítico para trabajar a máxima capacidad con energía mínima, es decir, para canal de 1.20 x 0.50 m:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad ; \quad v_c = \sqrt{g y_c}$$

$$Fr = \frac{v_c}{\sqrt{g y_c}} - 1 \quad ; \quad S_c = \left(\frac{v_c n}{R^{2/3}} \right)^2$$

Donde: Q = Gasto (m³/s)
 g = Gravedad (9.81 m/s²)
 b = Ancho del canal (m)
 y_c = Tirante crítico (m)
 Fr = Número de Froude
 v_c = Velocidad crítica (m/s)
 S_c = Pendiente crítica (%)
 R = Radio hidráulico (m)

Para nuestro caso, $y_c = 0.35$ m; $v_c = 1.85$ m/s; $S_c = 1.6\%$.

Por lo tanto, el canal de entrada al bajante se deberá construir con pendiente de 1.6% y ecuación de caída del chorro de agua está representada por la ecuación:

$$X = v_c \sqrt{\frac{2h}{g}}$$

El caso considerado para cada pendiente se refiere al más crítico, es decir, cuando el chorro de agua sale directamente de la obra de ingreso al bajante y cae en el cajón de ingreso a la alcantarilla, ubicado aguas abajo del bajante. En caso que el número de gradas del bajante sea mayor que el calculado en las tablas, el chorro caerá en una grada cualquiera ubicada arriba del cajón amortiguador, y el mismo se amortiguará antes de su ingreso al cajón. En caso contrario, el chorro caerá con una energía mucho menor a la desarrollada en el caso crítico, y el cajón de ingreso a la alcantarilla funcionará mejor.

Tabla 63 Hidráulica del Bajante DR-2

Talud	P (m)	H (m)	Nº de gradas	Altura de caída (m)	Longitud horizontal (m)	Longitud de caída del chorro (m)
1:1	0.5	0.5	2.00	1.00	1.00	0.971
1:1,5	0.5	0.75	3.00	2.25	1.50	1.347
1:2	0.4	0.8	4.00	3.20	1.60	1.574
1,5:2	0.48	0.8	3.00	2.40	1.44	1.385
1:3	0.3	0.9	8.00	7.20	2.40	2.295
1:4	0.2	0.8	15.00	12.00	3.00	2.936
1:5	0.2	1	18.00	18.00	3.60	3.578

Fuente: Elaboración propia

Tabla 64 Bajante DR-4– Hidráulica del Cajón de Ingreso a Alcantarilla (1)

Talud	Base (m)	Tirante y_2 calculado (m)	V_2 (m/s)	Fr_2	Y_1 (m)	V_1 (m/s)	Fr_1
1:1	1.2	0.36	1.836	0.977	0.35	1.888	1.0189
1:1,5	1.2	0.36	1.836	0.977	0.35	1.888	1.0189
1:2	1.2	0.36	1.836	0.977	0.35	1.888	1.0189
1,5:2	1.2	0.36	1.836	0.977	0.35	1.888	1.0189
1:3	1.2	0.36	1.836	0.977	0.35	1.888	1.0189
1:4	1.2	0.36	1.836	0.977	0.35	1.888	1.0189
1:5	1.2	0.36	1.836	0.977	0.35	1.888	1.0189

Fuente: Elaboración propia

Tabla 65 Bajante DR-4– Hidráulica del Cajón de Ingreso a Alcantarilla (2)

Talud	Longitud de resalto			
	Smetana	Einwachter	Cherugov	Promediado
1:1	0.06	0.0549	0.1448	0.0866
1:1,5	0.06	0.0549	0.1448	0.0866
1:2	0.06	0.0549	0.1448	0.0866
1,5:2	0.06	0.0549	0.1448	0.0866
1:3	0.06	0.0549	0.1448	0.0866
1:4	0.06	0.0549	0.1448	0.0866
1:5	0.06	0.0549	0.1448	0.0866

Fuente: Elaboración propia

Bajante tipo DR-5

La amortiguación de energía aguas abajo del bajante tipo SR-5 y su sistema de disposición final en el terreno natural se calculó para la capacidad máxima del bajante, y se determinaron los tirantes y_1 (al inicio del resalto), y_2 (al final del resalto) y la longitud del resalto L , considerando que la estructura de salida tiene una cubierta de hormigón armado que produce el efecto de un orificio rectangular inferior, con las siguientes fórmulas:

$$Q = c_c A \sqrt{2gh}$$

$$c_v = 0.96 + 0.0976 \frac{h_1}{h_2}; \text{ para este caso, } c_v = 1.00575$$

$$c_c = \frac{1}{2} \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{0.33}{c_v} \right)^2 + \sqrt{\left(\left(\frac{1}{2} \right) \left(\frac{h_1}{h_1 + h_2} \right) \left(\frac{0.33}{c_v} \right)^2 \right)^2 + \left(\frac{0.33}{c_v} \right)^2};$$

para este caso, $c_c = 0.712$

$$l = \frac{0.62}{c_c}; \text{ para este caso } l = 0.87 \text{ m}$$

Donde: $c_c =$ Coeficiente de contracción
 $c_v =$ Coeficiente de velocidad
 $h_1 =$ Altura de de la compuerta
 $h_2 =$ Altura del agua antes de la compuerta
 $l =$ Longitud entre la compuerta y el tirante y_1

Para un caudal igual a la capacidad total del bajante, $Q = 0.205 \text{ m}^3/\text{s}$, tenemos:

$$y_1 = 0.3 c_c; \text{ para este caso } \quad y_1 = 0.214 \text{ m}$$

$$v_1 = 2.40 \text{ m/s}$$

$$Fr_1 = 1.658,$$

Donde: $y_1 =$ Tirante al inicio del resalto
 $v_1 =$ Velocidad al correspondiente al tirante y_1
 $Fr_1 =$ Número de Froude correspondiente al tirante y_1

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1} - 1 \right); \text{ para nuestro caso, } \quad y_2 = 0.405 \text{ m}$$

Los valores calculados de v_2 y S_2 serán:

$$v_2 = 1.27 \text{ m/s (velocidad al final del resalto)}$$

$$S_2 = 0.4\% \text{ (pendiente de la estructura de amortiguación)}$$

La distancia X de caída del chorro será:

$$X = v_2 \sqrt{\frac{2h}{g}}; \text{ para nuestro caso, } X = 0.87 \text{ m}$$

$$\text{La altura de la pestaña al final del resalto será } \Delta = \frac{y_2}{6}.$$

Para nuestro caso, adoptamos $\Delta = 0.10 \text{ m}$.

La longitud total L_T del resalto se calculó con la fórmula de Smetana:

$$L = 6(y_2 - y_1); \text{ para nuestro caso, } L = 1.15 \text{ m.}$$

Por lo tanto, la longitud total del amortiguador de energía será $L_T = 1.15 + 0.87 = 2.03 \text{ m}$, y adaptamos 2.10 m .

Tipo	Q (m ³ /s)	Aguas arriba de la caída			Obra de amortiguación				
		y _c (m)	v _c (m/s)	S _c	Y ₁ (m)	y ₂ (m)	X(m)	L ₁ (m)	S(%)
DR-5	0.205	0.30	2.94	2.5%	0.24	0.41	0.87	2.10	0.4%

2.2.3.2.3.2. DISEÑO DE ALCANTARILLAS TIPO

2.2.3.2.3.2.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

MATERIAL SÓLIDO DE ARRASTRE

La palizada, material sólido y hasta desperdicios arrojados a los cauces naturales y que son arrastrados por la corriente, son elementos muy perjudiciales si se acumulan en la alcantarilla e inciden en su comportamiento hidráulico. No solamente afecta a la alcantarilla, también afecta las zonas aledañas de la carretera. Consecuentemente, es importante que las carreteras cuenten con un programa de mantenimiento rutinario, a fin de identificar los sectores vulnerables, propensos de ser afectados por este fenómeno, para evitar este problema se tomaron restricciones en las velocidades de flujo tanto en la máxima como en la mínima.

BORDE LIBRE

Las alcantarillas no deben ser diseñadas para trabajar a sección llena, ya que esto incrementa su riesgo de obstrucción, afectando su capacidad hidráulica, se considero como mínimo el 25 % de la altura, diámetro o flecha de la estructura.

LA VELOCIDAD MÁXIMA

La velocidad máxima es frecuentemente un tema relacionado con la topografía en donde las pendientes pronunciadas tienen que acomodarse en el diseño. Las consideraciones principales de diseño están relacionadas con la velocidad máxima que causará la abrasión del material del tubo ARMCO.

El excelente funcionamiento del tubo durante muchos años llevando residuos de mina en lodo ha probado la habilidad para resistir las condiciones severas de una combinación de alta velocidad y de carga de fondo abrasiva. Cuando existen condiciones topográficas montañosas y permite velocidades máximas de hasta 5 m/s

en secciones circulares parcialmente llenas controlando la relación tirante diámetro (y/d) que este entre 0,2 y 0,75 además de la fuerza tractiva superior a 1.

LA VELOCIDAD MÍNIMA

El tema de la velocidad mínima (0.6 m/s) para mantener la auto limpieza es frecuentemente una preocupación para los diseñadores en las áreas de cubierta mínima en dónde las limitaciones de la pendiente de tubo representan un problema

PENDIENTE MINIMA

La pendiente mínima corresponde a aquella q cumpla con las limitaciones de la velocidad.

FÓRMULA DE MANNING

El cálculo hidráulico considerado para establecer las dimensiones mínimas de la sección para las alcantarillas a proyectarse, es lo establecido por la fórmula de Robert Manning para canales abiertos y tuberías, por ser el procedimiento más utilizado y de fácil aplicación, la cual permite obtener la velocidad del flujo y caudal para una condición de régimen uniforme y los coeficientes de manning se presentan en la Tabla 72 y Tabla 73.

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

$$Qd = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A$$

mediante la siguiente relación. Despejando el caudal

Donde:

R_h : Radio Hidráulico

S : Pendiente de la Cuenca

A : Área de la Cuenca

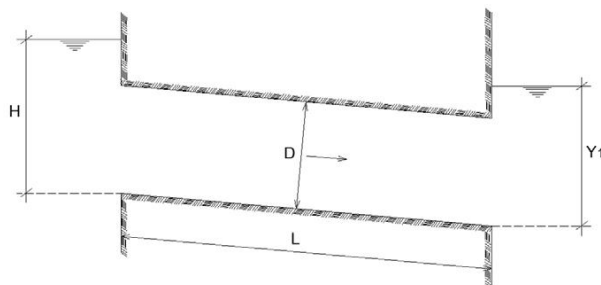
n: Coeficiente de Manning

Tabla 66 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD O N DE MANNING CAUCES NATURALES

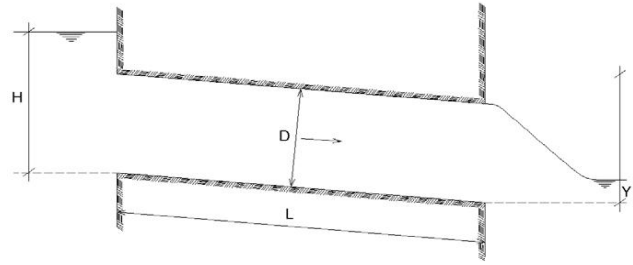
TIPO DE CANAL	MINIMO	MEDIO	MAXIMO
Cursos Menores (Ancho Superficial < 30 m)			
a) De Llanuras o Planicies (Baja Pendiente)			
Limpios, rectos, a capacidad plena sin vados o charcas profundas	0,025	0,030	0,033
Idem, con más piedras y malezas	0,033	0,035	0,040
Limpio, con curvas, algunas pozas y bancos de arena	0,035	0,040	0,045
Idem, con algo de maleza y piedras	0,040	0,045	0,050
Idem, a niveles bajos y secciones y pendientes irregulares	0,045	0,048	0,055
Idem anterior pero más pedregosa	0,050	0,050	0,060
Tramos descuidados con maleza, pozas profundas	0,075	0,070	0,080
Tramos con mucha maleza, pozas profundas o cauces de crecida con árboles y arbustos		0,100	0,150
b) De Montaña (Alta Pendiente), sin vegetación en el canal, riberas usualmente empinadas, árboles y arbustos sumergidos a lo largo de las riberas			
Fondo: grava, ripio y pocos bolones	0,030	0,040	0,050
Fondo: ripio y grandes bolones	0,040	0,050	0,070
Planicies de Inundación			
a) Pastizales, sin Matorrales			
Pasto pequeño	0,025	0,030	0,035
Pasto alto	0,030	0,035	0,050
b) Areas Cultivadas			
Sin cosechas	0,020	0,030	0,040
Cultivos crecidos, plantación en surcos	0,025	0,035	0,045
Cultivos crecidos, plantación a campo traviesa	0,030	0,040	0,050
c) Matorrales			
Matorrales dispersos, grandes malezas	0,035	0,050	0,070
Pocos matorrales y árboles, en invierno	0,035	0,050	0,060
Pocos matorrales y árboles, en verano	0,040	0,060	0,080
Mediana a gran cantidad de matorrales, en invierno	0,045	0,070	0,110
Mediana a gran cantidad de matorrales, en verano	0,070	0,100	0,160
d) Árboles			
Sauces densos, en verano, rectos	0,110	0,150	0,200
Tierra despejada con postes o troncos de árboles, sin brotes	0,030	0,040	0,050
Idem, con gran cantidad de brotes o ramas	0,050	0,060	0,080
Troncos o postes, pocos árboles caídos, pequeños cultivos, nivel de crecida bajo las ramas	0,080	0,100	0,120
Idem, pero el nivel de crecida alcanza las ramas	0,100	0,120	0,160
Cursos Mayores (Ancho Superficial > 30 m). El valor de n es menor que para el caso de corrientes menores similares, ya que las riberas ofrecen menos resistencia efectiva			
a) Sección Regular sin Rocas o Matorrales	0,025		0,060
b) Secciones Irregulares y Rugosas	0,035		0,100

Tipos de alcantarilla por el flujo a la entrada y a la salida

GRAFICO 11 Tipo I: Salida sumergida



La carga hidráulica H^ a la entrada es mayor al diámetro D , y el tirante Y_1 a la salida, es mayor a D , en este caso la alcantarilla es llena: Luego: $H^* > D$ $Y_1 > D$ Alcantarilla llena*

GRAFICO 12 Tipo II: salida no sumergida

$H > H^*$ $1.2 \leq H^* \leq 1.5$ $Y_t < D$ Alcantarilla llena Tipo III: Salida no sumergida $H > H^*$ $Y_t < D$ Parcialmente llena Tipo VI: Salida no sumergida $H < H^*$ $Y_t > y_c$ Flujo subcrítico en la alcantarilla Tipo V: Salida no sumergida $H < H^*$ $Y_t < Y_c$ Flujo subcrítico en la alcantarilla Flujo supercrítico en la salida Tipo VI: Salida no sumergida $H < H^*$ $Y_t < Y_c$ Flujo supercrítico en la alcantarilla Flujo supercrítico en la entrada En diseños preliminares rápidos se recomienda usar $H^* = 1.5 D$

Los tipos I y II corresponden a flujo confinado en tuberías y los otros tipos a flujo en canales abiertos.

ALCANTARILLA DE TUBO

Para caudales iguales o menores a $1.2 \text{ m}^3/\text{seg}$ $Q_{\text{max}} = D_i^2 (\text{m}^3/\text{seg})$ Longitud de Transiciones $LP \geq 4 D_i$ La transición de entrada no lleva protección y la transición de salida lleva una protección de enrocado con un espesor de la capa igual a 0.20m. Longitud de protección $LP \geq 3 D_i$ Diámetro interno mínimo $D_i = 0.60$

FLUJO EN TUBERÍAS CON SECCIÓN PARCIALMENTE LLENA

El flujo a sección llena se presenta en condiciones especiales. Se debe destacar que la condición normal de flujo en conductos circulares de alcantarillado, es a sección parcialmente llena, con una superficie de agua libre y en contacto con el aire.

Durante el diseño, es necesario determinar el caudal, velocidad, tirante y radio hidráulico, cuando el conducto fluye a sección parcialmente llena (condiciones reales). Para el cálculo es necesario utilizar las propiedades hidráulicas de la sección circular que relacionan las características de flujo a sección parcialmente llena.

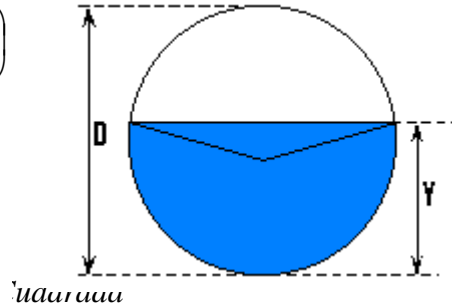
Ecuaciones Usadas en el Diseño

Propiedades geométricas para una sección circular parcialmente llena

$$\phi^\circ = 2 \cdot \arccos\left(\frac{D - 2 \cdot y_n}{D}\right)$$

$$\phi_r = \frac{\phi^\circ \cdot \pi}{180}$$

$$A_m = \frac{D^2}{8} \cdot (\phi_r - \sin \phi^\circ)$$



Calculo de $P_m = \frac{D \cdot \phi_r}{2}$
 $A = y^2$

$$R_h = \frac{A_m}{P_m}$$

Calculo del tirante para la sección Rectangular Máxima Eficiencia

$$A = b \cdot y$$

$$y = 2 \cdot b$$

$$Y = \left(\frac{Qd * n * 2^{\frac{2}{3}}}{S^{\frac{1}{2}} * 2} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$Y = \sqrt[8]{\left(\frac{Q * n * 3^{\frac{2}{3}}}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^3}$$

Qd: Caudal de diseño.

Rh : Radio Hidráulico.

S : Pendiente de la Cuenca.

A : Área de la Cuenca.

n : Coeficiente de Mannig.

3.1. DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA DE COSTOS.

En el presente capítulo se determina, a partir del análisis de los precios unitarios de cada uno de los diferentes componentes que conforman la Obra, el presupuesto parcial de construcción desde la progresiva 0+000 a 6+000 en función de las cantidades de obra. (Ver Anexo 6 PRE1 Cómputos Métricos).

A continuación se desglosa todos los componentes que influyen en el análisis de precios unitarios que se presentan en el **Anexo 7 PRE2 Análisis de Precios Unitarios**

3.1.1. MATERIALES

Es el primer componente que tiene su importancia en la estructura de costos, su magnitud y cantidad dependen de la definición técnica y las características propias de cada uno de los materiales que integran el ítem.

Para la determinación de estos costos se realizó una investigación de precios de mercado en la ciudad de Tarija, para diferentes materiales e insumos destinados a la construcción, los cuales fueron afectados por el valor que representa el traslado hasta la zona de proyecto.

En la siguiente tabla se presenta los costos de los mismos según las unidades que se utilizan para el cálculo de costos unitarios de los ítems de construcción.

Tabla 1 Precios de Mercado Para Materiales de Construcción (dólares americanos)

DESCRIPCION INSUMOS	UND.	P.UNIT. (Bs)
Acero estructural, fck=420 Mpa	kg	5.916
Agua	m ³	6.96
Alambre de amarre	kg	13.015
Alambre Galvanizado # 16	kg	20.045
Alambre Galvanizado de púas	m	8.004
Alcantarilla ARMCO D = 1.0 m	m	1218
Alcantarilla ARMCO D = 1.2 m	m	1563.982
Alcantarilla ARMCO D = 1.6 m	m	2297.009
Alcantarilla ARMCO D = 2.0 m	m	4043.969
Alcantarilla ARMCO D = 2.5 m	m	6221.057
alimentacion	hombr	32.99
aridos triturados (producido)	m ³	74.82

Asfalto de penetración (producido)	t	6864.021
asfalto diluido (producido p/imprimacion)	t	6865.344
Barniz imprimante (p/pintura reflectante)	gal.	186.041
Barreno	ml	1218
base triturada	m3s	78.091
Clavos de 2" - 2½"	kg	13.015
concreto asphaltico	t	524.366
construccion de campamento m	m ²	730.8
Dinamita	kg	19.14
Esferas de vidrio para pintura	kg	17.4
excav. roca escarif. con maquinaria	m3b	19.349
excav. suelo con maquinaria	m3b	10.718
filler	kg	0.835
Fulminante	pza.	2.645
galpones	m ²	1113.6
Gavion tipo colchoneta 2x1x0.5m	pza	274.363
grava triturada (producida)	m ³	74.82
Hormigon simple tipo B	m ³	702.334
Hormigon simple tipo C	m ³	942.523
Hormigon simple tipo D	m ³	921.504
Instalaciones electricas m	m ²	225.504
Instalaciones hidraulicas m	m ²	225.504
lubricantes y combustible	veh/m	2484.72
Madera de construcción	pie ²	8.004
Madera para encofrados	pie ²	8.004
malla olimpica n°10	m ²	33.408
Mecha	ml	3.758
mojon fabricado	pza	1112.417
mortero de cemento dosif. 1:3	m ³	1143.25
papel kraft	m ²	5.011
Perfil "I" e = 3 mm	m	55.68
pernos y volandas	kg	27.84
Piedra bolon	m ³	59.09
pedra bruta	m ³	59.09
pintura de fondo (2 manos)	galón	160.985
Pintura reflectante amarilla	gal	216.442
Pintura reflectante blanca	gal	187.294
Pintura reflectiva	gal	187.294
Plantines	pza.	10.44
poste de arriostre	m	73.08

<i>poste de señalizacion</i>	<i>m</i>	<i>63.058</i>
<i>Sellante de juntas</i>	<i>kg</i>	<i>2.436</i>
<i>señal cuadrangular 0.6x0.6</i>	<i>pza</i>	<i>159.106</i>
<i>señal octogonal 0.75x0.75</i>	<i>pza</i>	<i>216.734</i>
<i>señal rectangular 0.6x0.9m</i>	<i>pza</i>	<i>209.287</i>
<i>señal rectangular 1 linea 1.8x0.4m</i>	<i>pza</i>	<i>337.351</i>
<i>Señal triangular lado 0.8m</i>	<i>pza</i>	<i>129.734</i>
<i>Sub-Base seleccionada</i>	<i>m3s</i>	<i>18.096</i>
<i>Tubo metálico galvanizado D = 3"</i>	<i>m</i>	<i>112.334</i>
<i>Viga metalica tipo Flex beam</i>	<i>pza</i>	<i>313.2</i>

3.1.2. MANO DE OBRA

La mano de obra, se halla condicionada a dos factores:

- El precio que pagan por ella o salario.
- El tiempo de ejecución de la unidad de obra o rendimiento y a tres sistemas de trabajo, a jornal, a contrato y destajo.

Los costos indirectos de la mano de obra se calculan basados en varios criterios, englobados en las cargas sociales, que incluyen rubros como: aportes, vacaciones, licencias y enfermedad, días efectivamente trabajados, costos de campamento y alimentación. Todas estas incidencias fueron convertidas en días efectivamente pagados y en porcentajes de incidencia que sirvieron para determinar los factores de mayoración correspondientes.

Tabla 2 Categorización del Mercado Local para la Mano de Obra Destinada a la Construcción

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	JORNAL (BS.)	
		MÍNIMO	MÁXIMO
No calificada			
1	<i>Peón</i>	<i>80</i>	<i>90</i>
2	<i>Ayudante</i>	<i>95</i>	<i>110</i>
3	<i>Contramaestro</i>	<i>110</i>	<i>120</i>
4	<i>Maestro</i>	<i>125</i>	<i>135</i>
Calificada			
5	<i>Especialista</i>	<i>125</i>	<i>135</i>
6	<i>Operador equipo liviano</i>	<i>130</i>	<i>140</i>
7	<i>Operador equipo pesado</i>	<i>140</i>	<i>150</i>
8	<i>Capataz</i>	<i>150</i>	<i>160</i>
9	<i>Técnico</i>	<i>160</i>	<i>170</i>

Fuente: "Ingeniería de Costos en la Industria de la Construcción"

Con el fin de esclarecer la relación entre las categorías señaladas más arriba y otras clasificaciones también en uso, se presenta a continuación la Tabla 70 de equivalencias de algunas categorías.

Tabla 3 Relación entre Categorías de Mano de Obra

DESCRIPCIÓN	EQUIVALENTES
<i>Peón</i>	<i>Sereno, peón.</i>
<i>Ayudante</i>	<i>Alarife, ayudante de carpintero, ayudante de albañil, ayudante de operador, ayudante de mecánico.</i>
<i>Contramaestro</i>	<i>Albañil de 2ª, pintor.</i>
<i>Maestro</i>	<i>Albañil de 1ª, armador, encofrador.</i>
<i>Especialista</i>	<i>Carpintero, electricista, mecánico, perforista, plomero, almacenero.</i>
<i>Operador equipo liviano</i>	<i>Chofer, operador de hormigonera.</i>
<i>Operador equipo pesado</i>	<i>Operador de distribuidor de asfalto, operador de planta de calentamiento, operador de máquina terminadora, operador de bulldózer, operador de motoniveladora, operador de compactadora, tractorista, operador de grúa.</i>
<i>Técnico</i>	<i>Topógrafo, técnico de laboratorio de suelos, técnico laboratorio de asfaltos, técnico laboratorio hormigones, técnico medio.</i>

Fuente: "Ingeniería de Costos en la Industria de la Construcción"

3.1.2.1. CARGAS SOCIALES

Las cargas sociales relacionadas con la mano de obra se dividen en dos categorías:

- *Cargas de aplicación directa (inmediata)*
- *Cargas de aplicación diferida*

Las cargas de aplicación directa comprenden los aportes que efectúa el empleador al sistema del seguro social y a los beneficios que recibe el empleado de acuerdo a las disposiciones legales vigentes.

Las cargas de aplicación diferida se refieren a los compromisos que el empleador asume con el empleado, en forma voluntaria o forzosa, de acuerdo a circunstancias especiales como: rescisión del contrato de trabajo, días no trabajados por feriados, licencias, y otros.

Para el cálculo de las cargas sociales se confeccionó primero la Tabla siguiente que muestra el precio promedio de la mano de obra, expresado en dólares americanos y en bolivianos estos precios son mayorados con respecto a los que se presentan en las revistas de la cámara de la construcción debido a que la mano de obra tiene un costo mayor cuando se trabaja fuera de la ciudad y se añadió el costo de la alimentación considerando el precio de almuerzo desayuno y cena en el poblado de palos blancos 15bs, 8bs y 10 bs respectivamente sumando el costo diario y dividiendo entre 8 horas laborales obtenemos 4.125 bs que serán añadidos a los precios horarios finales.

Tabla 4 Precio Promedio de la Mano de Obra en el Mercado Local

Categoría	Descripción	Jornal (Bs.)		Promedio	Precio Horario		Precio Horario + Alimentación red.	
		Mín.	Máx.	Bs.	Bs.	\$us	Bs.	\$us
1	Peón	80	90	85	10.6	1.5	14.8	2.1
2	Ayudante	95	110	102.5	12.8	1.8	16.9	2.4
3	Contramaestro	110	120	115	14.4	2.1	18.5	2.7
4	Maestro	125	135	130	16.3	2.3	20.4	2.9
5	Especialista	125	135	130	16.3	2.3	20.4	2.9
6	Operador equipo liviano	130	140	135	16.9	2.4	21.0	3.0
7	Operador equipo pesado	140	150	145	18.1	2.6	22.3	3.2
8	Capataz	150	160	155	19.4	2.8	23.5	3.4
9	Técnico	160	170	165	20.6	3.0	24.8	3.6

3.1.2.2. CARGAS DE APLICACIÓN DIRECTA

En la siguiente tabla se presenta el resumen de los aportes a entidades según Ley 1732

Tabla 5 Aportes a Entidades

DESCRIPCIÓN	PATRONAL	LABORAL
Caja nacional de salud	10%	
Fondo de Vivienda	2%	
AFP	2%	12.5%
INFOCAL	1%	
TOTAL	15%	12.5%

Fuente: revista "Ingeniería de Costos en la Industria de la Construcción"

3.1.2.3. CARGAS DE APLICACIÓN DIFERIDA

La incidencia por inactividad se la calcula de acuerdo al tipo de obra, en el caso de carreteras, las incidencias son mayores, debido a las imposibilidades y factores que impiden un buen desarrollo de la obra. A continuación se presenta el cálculo de los

días al año sin producción y los jornales cancelados al año de acuerdo al D.S. 21060 Art. 67 del capítulo III.

Tabla 6 Incidencia de Inactividad

DESCRIPCIÓN	DÍAS SIN PRODUCCIÓN	JORNALES PAGADOS
<i>Domingos</i>	52	52
<i>Feridos</i>	9	9
<i>Vacación</i>	15	15
<i>Enfermedad</i>	3	3
<i>Ausencias justificadas</i>	4	4
<i>Ausencias injustificadas</i>	2	-
<i>Lluvias</i>	4	4
<i>Día de Constructor</i>	1	1
<i>Aguinaldo</i>	-	30
<i>Indemnización Anual</i>	-	20
<i>Desahucio</i>	-	5
TOTAL	90	143
<i>Días efectivamente Pagados</i>	$365-90=$	275 días
<i>Jornales Abonados</i>	$275+143=$	418 días
<i>Incidencia de Inactividad</i>	$418/275=$	1.520
INACTIVIDAD	52.0%	

3.1.2.3. INCIDENCIA POR SUBSIDIOS

A partir del 1 de enero de 1993 en cumplimiento a las previsiones contenidas en el artículo 2do. Del D. S. No. 23410 del 16 de febrero de 1993, que modifica la cuantía del salario mínimo nacional, los subsidios, prenatal, natalidad, lactancia y sepelio, cuya obligación está a cargo de la empresa o los empleadores, según lo dispuesto por el D. S. 21637 en su art. 25 de junio de 1987 deben considerarse dentro de la estructura de costos.

Tabla 7 Incidencia por Subsidios

SUBSIDIO	MONTO BS.	PERIODO (mes)	TOTAL A CANCELAR
<i>Prenatal</i>	1440	5	7200
<i>Natalidad</i>	1440	1	1440
<i>Lactancia</i>	1440	12	17280
<i>Sepelio</i>	1440	1	1440
<i>Totales</i>		19	27360

Nota: Se consideró el salario mínimo nacional de Bs. 1.440 (Decreto Supremo N° 1988 del 1 de mayo de 2014).

Para el análisis de la incidencia de los subsidios, es necesario determinar el costo mensual promedio de la mano de obra, para dicho efecto determinaremos el jornal o salario promedio ponderado mensual, en base a los precios vigentes en el mercado y pesos ponderados para carreteras.

Tabla 8 Salario Ponderado Mensual

OCUPACIÓN	SALARIO	SALARIO	PROMEDIO PONDERADO	SALARIO PONDERADO
	DIARIO	MENSUAL		
Peón	80	2400	12.9	310
Ayudante	95	2850	15.3	437
Albañil	125	3750	20.2	756
Especialista	150	4500	24.2	1089
Maquinista	170	5100	27.4	1398
TOTAL		18600	100	3990

Es necesario determinar el número de trabajadores de planta para un proyecto, considerando 80 obreros de los cuales el 8% tienen derecho a los subsidios excepto sepelio donde se asume un 4%, con estos datos determinamos el porcentaje de incidencia de los subsidios.

Tabla 9 Porcentaje de Inversión Anual en Subsidios

SUBSIDIO	PORCENTAJE	FORMULA DE CÁLCULO	MONTO ANUAL Bs.
Prenatal	8%	$0.08*80*1440*5$	46080
Natalidad	8%	$0.08*80*1440*1$	9216
Lactancia	8%	$0.08*80*1440*12$	110592
Sepelio	4%	$0.04*80*1440*1$	23040
TOTAL			188928
Datos:			
Salario Promedio Mensual	3990	Bs.	
Número de obreros	80	Obreros	
Tiempo	12	meses	
$3990*80*12$	3830400	Bs/año	
$142080/3830400$	4.93%	Subsidio	

3.1.2.3. INCIDENCIA POR SEGURIDAD INDUSTRIAL E HIGIENE

En la Ley General del Trabajo, existe la LEY GENERAL DE HIGIENE, SEGURIDAD OCUPACIONAL Y BIENESTAR (Decreto Ley N° 16998 del 2 de agosto de 1979), la cual recomienda la utilización de implementos de seguridad.

Las Cámaras Departamentales de la Construcción así como la Cámara Boliviana, han realizado estudios al respecto recomendando por lo general se aplique al precio de la mano de obra:

Tabla 10 Incidencia por Seguridad Industrial

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	FORMULA DE CÁLCULO	TOTALES
<i>Botas de Agua</i>	18	80	$80*80*18$	18.00
<i>Guante de Cuero</i>	180	7	$7*80*180$	15.75
<i>Guantes de Plástico</i>	60	4	$4*80*60$	3.00
<i>Ropa de Trabajo</i>	60	80	$80*80*60$	60.00
<i>Cascos</i>	60	25	$25*80*60$	18.75
<i>Cinturones de Seguridad</i>	12	30	$30*80*12$	4.50
<i>Botiquín</i>	2	500	$500*80*2$	12.50
<i>Anteojos</i>	18	40	$40*80*18$	9.00
TOTAL				141.50
<i>Incidencia Promedio mensual</i>	$141.5/12=$	11.79	<i>Bs/Obrero-mes</i>	
<i>Equivalente a :</i>	$11.79/3990*100=$	0.30%	Seguridad Industrial	

Finalmente, se presenta en el siguiente cuadro, el resumen de la incidencia total de los beneficios sociales sobre el salario básico:

Tabla 11 PORCENTAJES TOTALES

DESCRIPCIÓN	PORCENTAJE A APLICAR
<i>Aportes a Entidades</i>	27.5%
<i>Incidencia de Inactividad</i>	52.0%
<i>Incidencia por Subsidios</i>	4.93%
<i>Seguridad Industrial e Higiene</i>	0.30%
Porcentaje de Beneficios Sociales	84.73%

Por lo tanto se adopta el **85 %** de incidencia, por beneficios sociales sobre el salario básico.

3.1.3. MAQUINARIA Y EQUIPO

Para este tercer tipo de costo se ha realizado una adaptación del sistema recomendado por CATERPILLAR TRACTOR Co. para el cálculo del costo horario de maquinaria, básicamente el costo horario de la maquinaria y equipo de construcción se determinó, considerando en cada caso, la vida económica expresada en horas de operación. Como tales estimaciones se realizan en la modalidad "Off-the-job" (fuera de trabajo), se han adoptado los valores de vida media generalmente aceptados para condiciones medias de operación.

El costo de la maquinaria y equipo están constituidos por dos ítems principales:

- *Costos fijos*
- *Costos variables de operación.*

El costo fijo se calcula en función a los valores de mercado del precio de compra del equipo y el costo financiero de la inversión.

Los costos variables dependen de las características del equipo y maquinaria de construcción y se basan en el consumo de combustible y lubricantes, y también en una estimación de los repuestos para el mantenimiento.

3.1.3.1. *COMBUSTIBLES, ACEITES Y LUBRICANTES*

Los precios de combustibles, aceites y lubricantes se presentan en la Tabla 79 y fueron proporcionados por diferentes estaciones de servicio en las ciudades de Tarija y Villa Montes.

Tabla 12 Precios de Combustibles y Lubricantes

ÍTEM	UNIDAD	PRECIO POR UNIDAD
		\$US
<i>Gasolina especial</i>	<i>Lt</i>	<i>0.54</i>
<i>Gasolina premium</i>	<i>Lt</i>	<i>0.78</i>
<i>Diesel</i>	<i>Lt</i>	<i>0.53</i>
<i>Aceites lubricantes automotriz</i>	<i>Lt</i>	<i>4.13</i>
<i>Aceites lubricantes industrial</i>	<i>Lt</i>	<i>6.48</i>
<i>Grasas</i>	<i>Kg</i>	<i>3.59</i>

Fuente: Cotización de referencia del dólar (Octubre de 2014) = 6.96 Bs. / \$us

3.1.3.2. *ANÁLISIS DE COSTOS HORARIOS DE EQUIPO Y MAQUINARIA DE CONSTRUCCIÓN*

Para el análisis de costo horario del equipo y maquinaria se utilizó la red Internet para obtener información sobre precios de adquisición en las páginas web de los fabricantes (Caterpillar; Jhon Deree; Volvo, etc). Con dicha investigación se han obtenido los precios de compra.

Debido a los elevados precios de la maquinaria, éstos suelen variar dentro de amplios límites, dependiendo si esta se la adquiere con o sin intermediario. Para evitar tal problema, se ha uniformizado el sistema de cálculo tratando de detallar todos los gastos que implica la adquisición de los equipos y maquinaria de construcción. Como dentro de los cálculos se manejan varios conceptos comerciales relacionados con los

precios de adquisición, se presenta a continuación un recordatorio de las definiciones de los gastos generalmente incurridos en estas actividades.

Precio FOB = Precio que se paga en el país de origen, sobre plataforma de embarque transoceánico (Free On Board).

- *Precio CIF = Precio que se paga en el recinto aduanero del país de destino y que comprende el precio FOB, el transporte (fletes) y los seguros (Cost, Insurance, Freights).*
- *Fletes + Seguros = Precio que se paga por el transporte y por la integridad de la mercancía, desde el país de origen hasta el destino. Estos gastos son variables, dependiendo del país de origen, de la mercancía, del país de destino y de los seguros necesarios.*
- *Precio CIF Aduana = Precio FOB + Fletes + Seguros*

En nuestro país, además de los gastos arriba mencionados, se deben pagar algunas tasas e impuestos de acuerdo al siguiente detalle:

- *Arancel aduanero* = 5.0 %
- *Verificación* = 2.0 %
- *Impuesto al Valor Agregado (IVA)* = 13.0 %
- *TOTAL* = 20.0 %

Cuando se trata de equipos en los que se dispone del precio de compra en el mercado local, no se mostrará el detalle de cálculo basado en los datos anteriores.

En lo que se refiere al costo financiero de la inversión, se utilizaron los siguientes valores:

- *Tasa de interés bancaria* = 14.5 %
- *Tasa de seguro* = 2.0 %
- *Impuestos* = 3.0 %

- **TOTAL** = 19.5 %

A continuación se muestra el análisis de costo horario para el cargador frontal CAT-930 para toda la maquinaria será objeto del mismo análisis.

EQUIPO: CARGADOR FRONTAL SOBRE NEUMATICOS				POTENCIA NOMINAL : 100 HP	
TIPO : 930				FACTOR DE POTENCIA :	
MARCA : CATERPILLAR				CAPACIDAD :	
DURACION (VIDA ECONOMICA):				FECHA : 18-oct-14	
VIDA UTIL EN HORAS : 10,000				FINANCIAMIENTO	
TRABAJO ANUAL EN HORAS: 2,000				PLAZO EN ANOS :	
VIDA UTIL EN ANOS : 5				TASA DE INTERES : 14.5%	
				TASA DEL SEGURO : 2.0%	
				IMPUESTOS : 3.0%	
DESIGNACION	UNIDAD	ORIGEN		TOTAL	
		NACIONAL	IMPORTADO		
1. VALOR NETO DE AMORTIZACION (V.N.A.)	\$us.			151,200.00	
1.1 PRECIO DE COMPRA	\$us.		180,000.00	180,000.00	
1.1.1 PRECIO DE FABRICA	\$us.			0.00	
1.1.2 ACCESORIOS	\$us.			0.00	
1.1.3 TRANSPORTE x	\$us.		0.00	0.00	
1.1.4 TASAS E IMPUESTOS x	\$us.		0.00	0.00	
1.2 PRECIO CAMBIO NEUMATICOS (-)	\$us.			1,800.00	
1.2.1 DELANTEROS 2 x 450	\$us.		900.00	900.00	
1.2.2 PROPULSADOS 2 x 450	\$us.		900.00	900.00	
1.2.3 TRASEROS x	\$us.		0.00	0.00	
1.3 REVENTA (VALOR RESIDUAL) (-) 15%	\$us.	0.00	27,000.00	27,000.00	
1.4 VALOR INVERSION MEDIA ANUAL	\$us.		21,060.00	21,060.00	
2. COSTOS FIJOS	\$us./h			25.65	
2.1 AMORTIZACION	\$us./h		15.12	15.12	
2.2 GASTOS FINANCIEROS	\$us./h		10.53	10.53	
3. COSTOS VARIABLES DE OPERACION	\$us./h			34.67	
DESCRIPCION		CONSUMO HORARIO	PRECIO UNITARIO		
3.1 COMBUSTIBLES	\$us./h			7.42	
3.1.1 GASOLINA	\$us./h			0.00	
3.1.2 DIESEL	\$us./h	14.00	0.53	7.42	
3.1.3	\$us./h			0.00	
3.2 LUBRICANTES	\$us./h			2.88	
3.2.1 ACEITE P/MOTOR	\$us./h	0.14	4.13	0.58	
3.2.2 ACEITE P/TRANSMISION	\$us./h	0.06	6.48	0.39	
3.2.3 ACEITE P/MANDOS FINALES E HIDRAULICOS	\$us./h	0.29	6.48	1.88	
3.2.4 GRASAS	\$us./h	0.01	3.59	0.04	
3.3 FILTROS 15% x 10.30	\$us./hora			1.55	
3.4 NEUMATICOS					
3.4.1 VIDA MEDIA: 2,000 HORAS			\$us./h	0.90	
3.5 REPARACIONES Y MANTENIMIENTO 130% x 15.12			\$us./h	19.66	
3.6 OTROS 15% x 15.12			\$us./h	2.27	
4. COSTO HORARIO (2)+(3)	\$us./h			60.32	
5. COSTO HORARIO DE OPERACION	\$us./h			60.00	

3.1.3.3. RESUMEN DE LOS COSTOS HORARIOS DE EQUIPO Y MAQUINARIA DE CONSTRUCCIÓN

En la Tabla 86, de la siguiente página se resumen los costos horarios de maquinaria y equipo de construcción en dólares americanos.

Tabla 13 Análisis de Costos de Equipo y Maquinaria

Maquinaria	Unid	Precio Unitario
Afiladora de barrenos ATLAS COPCO TEROC 64	hr	0.71
Bomba de agua, D = 4" WACKER PT4B	hr	3.38
Camión cisterna, cap. = 10,000 l, IVECO	hr	33.76
Camión de estacas, cap. = 4 t, IVECO	hr	24.78
Camioneta 4x4 TOYOTA LAND CRUISER	hr	25.97
Cargador frontal CAT 924F, 105 HP	hr	40.15
Cargador frontal CAT 930, 100 HP	hr	60.32
Cargador frontal JCB 426-HT, 137 HP	hr	77.62
Compactador de neumáticos CAT PS-180, 77 HP	hr	25.57
Compactador de rodillo liso CAT CS-5330	hr	41.79
Compactador de rodillo liso CAT CS-533D	hr	39.14
Compactador de rodillo liso CAT CS-5630	hr	46.03
Compactador pata de cabra (para remolcar)	hr	4.45
Compactador pata de cabra CAT CP-533	hr	42.09
Compactadora manual de rodillo liso BOMAG D2000	hr	4.73
Compresor transportable ATLAS COPCO CP/XM 198	hr	39.76
Compresora ATLAS COPCO XAMS 445	hr	45.54
Cortadora de hormigón	hr	1.06
Cortadora dobladora de hierro PEDDINGHAUS AHS	hr	0.81
Distribuidor de agregados CMI	hr	28.36
Distribuidor de asfalto (camión termotanque)	hr	48.95
Dumper con tornillo MERCEDES BENZ, 202 HP	hr	36.01
Equipo de pintado de calzada LDI	hr	12.04
Grúa autopropulsada, cap. = 20 t, CLARK	hr	88.18
Grupo electrógeno IVECO AIFO, 100 kVA	hr	18.53
Grupo electrógeno IVECO AIFO, 50 kVA	hr	11.58
Hormigonera STETTER FM-600	hr	11.82
Lanzador de Vigas Prefabricadas	hr	60.80
Martillo neumático rompedor ATLAS COPCO TEX-42	hr	0.47
Martillo neumático rompedor WACKER LH-19	hr	0.61
Martillo rompedor en retroexcavadora sobre orugas, CAT 312B, 128 HP	hr	56.01
Motoniveladora CAT 120H, 125 HP	hr	50.32
Motosoldador HOBAR	hr	1.09
Pavimentadora deslizante	hr	104.32
Plancha vibrotadora WACKER DVPN 75	hr	9.85
Planta clasificadora estacionaria HAZEMAG MT	hr	57.17
Planta dosificadora de hormigones STETTER FM 600/400	hr	21.42
Planta trituradora HAZEMAG APS-810	hr	38.38
Planta trituradora VGF 20x36 PP	hr	84.20
Retroexcavadora sobre orugas CAT 312B, 84 HP	hr	44.17
Retroexcavadora sobre orugas CAT 320B, 128 HP	hr	62.69
Retroexcavadora y cargador frontal CAT 416	hr	23.03
Retroexcavadora, cap. 1 m ³ , CASE	hr	56.52
Sierra circular NI-36	hr	1.14

Tractor agrícola con arado de discos JOHN DEERE 2800, 90 HP	hr	22.60
Tractor agrícola JOHN DEERE 2800, 90 HP	hr	21.86
Tractor sobre orugas, con bulldozer, con escarificador, CAT D6H, 150 HP	hr	70.43
Tractor sobre orugas, con bulldozer, con escarificador, CAT D7R, 230 HP	hr	85.22
Tractor sobre orugas, con bulldozer, con escarificador, CAT D8R, 305 HP	hr	86.25
Tractor sobre orugas, con bulldozer, sin escarificador, CAT D6H, 150 HP	hr	63.40
Tractor sobre orugas, con bulldozer, sin escarificador, CAT D7R, 230 HP	hr	78.71
Tractor sobre orugas, con bulldozer, sin escarificador, CAT D8R, 305 HP	hr	81.49
Vibrador eléctrico de inmersión WACKER IREK 1.6 Y	hr	2.99
Vibrador eléctrico, 0.6 kW	hr	0.31
Vibrador neumático de inmersión WACKER PIR-75	hr	0.61
Volqueta, cap. = 10 m ³ , MERCEDES BENZ, LK-2318/42	hr	34.29
Volqueta, cap. = 5 m ³ , VOLKSWAGEN 14140	hr	25.99

Fuente: Elaboración propia revistas y catálogos Caterpillar, Jhon Deere, Volkswagen, Iveco, Hazemag, Wacker y otros de internet.

3.1.3.4. RENDIMIENTO DE EQUIPOS.

El rendimiento de los equipos, se entiende como la cantidad de unidades a producirse en una cierta tarea y en un tiempo determinado, por los general en una hora de trabajo. Este rendimiento ha sido calculado mediante procedimientos conocidos y tradicionalmente utilizados en este tipo de cálculos.

Para el caso del equipo pesado, se han utilizado los procedimientos, formulas, ábacos, correcciones de potencia por la altura sobre el nivel del mar y otros parámetros contenidos en el manual de Caterpillar, sin embargo se hace notar que los factores de corrección no son los mismos, o no necesariamente coinciden con el manual, estos últimos conducen a rendimientos altos que no son aplicables en nuestro medio.

Como este rendimiento depende de muchas variables incluso la habilidad del operador que es un factor difícil de determinar de manera exacta, se procede a implementar las formulas obtenidas del libro maquinaria y equipos de construcción del Ing. Ramiro Castellanos Vásquez y se procedió a calibrar los resultados comparándolos con los obtenidos en otros proyectos similares y también se indica en este acápite que los rendimientos de las maquinarias influyen directamente en el rendimiento de la mano de obra mayorando y minorando en función de la actividad que desempeñara el trabajador, he aquí la importancia de obtener buenos valores de rendimientos de la maquinaria empleada.

$$\text{Rend. Pala Cargadora} \left(\frac{m^3}{h} \right) = \frac{3600QfEK}{Tc}$$

Donde: Q : Capacidad m^3

f : Factor expansión Volumétrica (granular 0.8, cantera 0.5)

K : Factor Eficiencia del Balde o Cuchara. (suelto)

E : Eficiencia

Tc : Tiempo Ciclo (seg)

$$\text{Rend. Volquetes} \left(\frac{m^3}{h} \right) = \frac{10VC}{V + 24d}$$

Donde: V : Velocidad Km/h

d : Distancia Km

C : Capacidad m^3

$$\text{Rend. Motoniveladora} \left(\frac{m^2}{h} \right) = \text{Rend. Teorico} * Fcc$$

$$\text{Rend teorico (subrazantes)} = \frac{aV}{N}$$

$$\text{Rend. teorico (mezcla materiales)} = \frac{0.5aV}{N}$$

$$a = L \cos \alpha$$

Donde: V : Velocidad m/h

Fcc : Factor eficiencia

a : ancho efectivo (m)

N : numero de pasadas (subrazante 3 pases; base y subbase 6 pases)

L : longitud de la hoja

α : angulo de inclinacion de la hoja

$$\text{Rend. Cargador Frontal} \left(\frac{m^3}{h} \right) = \frac{Qf60E}{tciclo}$$

Donde: Q : Capacidad m^3

f : Factor expansión Volumétrica (0.7-0.95 asumir 0.85)

E : Eficiencia

Tc : Tiempo Ciclo (seg)

$$\text{Rend. Pata de Cabra} \left(\frac{m^3}{h} \right) = \frac{aVhE}{N}$$

Donde: a : ancho (m)

h : profundidad de la compactación (m)

V : velocidad (m/h)

N : numero de pases

E : Eficiencia

$$\text{Rend. Compactadora} \left(\frac{m^2}{h} \right) = \frac{aVE}{N}$$

Donde: a : ancho (m)

V : velocidad (m/h)

N : numero de pases

E : Eficiencia

$$\text{Rend. Mototrailla} \left(\frac{m^3}{h} \right) = \frac{4.3VC}{V + 24d}$$

Donde: C : Capacidad (m^3)

V : velocidad (km/h)

d : Distancia km

Estimación del Tiempo de Ciclo de una Volqueta (Hipótesis)

Distancia de referencia: 6 km

Velocidades:

Con carga:

Cargado de escombros

Hacia escombrera: 30 Km/h

Cargado de áridos desde yacimiento

Hacia el sitio de descarga: 30 Km/h

Sin carga:

Hacia el yacimiento: 40 Km/h

Regresando de la escombrera: 40 Km/h

*Tiempos: distancia promedio / velocidad * 60*

*Ida: $6/30 * 60 = 12.00$ min.*

*Retorno: $6/40 * 60 = 9.00$ min.*

*Carguío: $5/1.28 * 0.47 = 1.83$ min.*

Descarga: = 0.25 min.

Maniobras: = 0.75 min.

Sub-total = 23.83 min.

Eficiencia: 50 min./h = 28.60 min.

Fuente: Valores de velocidades y tiempos obtenidos del Manual de Maquinaria y Equipo Caterpillar

Algunas maquinarias tienen un comportamiento similar de tal manera para su mejor apreciación se elaboró la siguiente tabla de rendimientos que se utilizarán en el programa de presupuestos PRESCOM.

Tabla 14 Rendimientos calculados

Rendimiento	Maquinaria
98 m ³ /h	Retroexcavadora sobre orugas CAT 312B, 84 HP Cuchara cap. 0.55 m ³
20 m ³ /h	Compresora ATLAS COPCO XAMS 445
29 m ³ /h	Compactadora manual de rodillo liso BOMAG D2000 3 pasadas por capa
127 m ³ /h	Tractor sobre orugas CAT D7R, con escarificador
75 m ³ /h	Retroexcavadora sobre orugas CAT 312B, 84 HP
15 m ³ /h	Planta dosificadora de hormigones STETTER FM 600/400
102 m ³ /h	Tractor D8R con escarificador
137 m ³ /h	Cargador Frontal CAT 930, cuchara 2 m ³
90 m ³ /h	Tractor CAT D7R, sin escarificador
50 m ³ /h	Tractor CAT D6H, sin escarificador
506 m ³ c/h	Motoniveladora CAT 120, 125 HP (sub-base)
506 m ³ c/h	Compactador de rodillo liso CAT CS-5330 (sub-base)
330 m ³ c/h	Motoniveladora CAT 120, 125 HP (base)
330 m ³ c/h	Compactador de rodillo liso CAT CS-5330 (base)
45 m ³ /h	Pavimentadora deslizante
540 m ³ /h	Distribuidor de agregados CMI

Fuente: Elaboración Propia

Estos rendimientos deberán ser transformados por ejemplo a (h/m³) para que al ser multiplicado por el precio productivo (Bs/h) tengamos el precio unitario en (Bs/m³) o en las unidades de cada uno de los ítems.

3.1.4. INCIDENCIAS EN LA ESTRUCTURA DEL PRECIO UNITARIO

Al margen de los Beneficios Sociales que fueron analizados precedentemente, la estructura del precio unitario contiene otros porcentajes de incidencia que hacen la totalidad real del precio de la actividad.

3.1.4.1. HERRAMIENTAS Y EQUIPOS MENORES

Por lo general para este rubro, se adoptan un porcentaje de la mano de obra teniéndose como racional el **5%** dependiendo de la actividad.

3.1.4.2. GASTOS GENERALES

Otro de los porcentajes con el que se mayor el Precio Unitario es el de los Gastos Generales, este considera todos los gastos operacionales indirectos como ser los administrativos, seguros, garantías, etc. Los Consultores afectaron a los Precios unitarios con un factor de gastos generales y administrativos de **17.5 %** del costo parcial del ítem, y que se desglosa a continuación:

Tabla 15 Estimación de Gastos Generales

1. Gastos Administrativos	%
Material de escritorio	0.20
Material de mantenimiento de Oficina	0.10
Vehículos	1.80
Agua, Luz teléfonos, fax, radio	0.80
Seguros	0.30
Alquiler de oficina, depósitos	1.20
Sueldos personal Jerárquico y en General	6.00
Subtotal	10.40
2. Gastos en Obra	%
Movilización	2.00
Campamento	2.00
Laboratorio de suelos y ensayo de materiales	0.30
Replanteos de Obras	0.20
Gastos de representación	0.10
Ejecución de planos AsBuilt	0.30
Viajes de Inspección	0.10
Bibliografía	0.10
Subtotal	5.10

3. Riesgos e Imprevistos	%
<i>Trabajos deteriorados Causas ajenas</i>	<i>0.40</i>
<i>Reposición materiales defectuosos</i>	<i>0.40</i>
<i>Perdidas y Robos</i>	<i>0.20</i>
<i>Accidentes</i>	<i>0.50</i>
<i>Atención médica de urgencia</i>	<i>0.5</i>
<i>Subtotal</i>	<i>2.00</i>
RESUMEN DE GASTOS GENERALES	%
<i>1. Gastos Administrativos</i>	<i>10.40%</i>
<i>2. Gastos en Obra</i>	<i>5.10%</i>
<i>3. Riesgos e Imprevistos</i>	<i>2.00%</i>
TOTAL	17.50%

Fuente: Elaboración Propia

3.1.4.3. UTILIDADES

*Es el beneficio que busca la empresa en la realización de las obras, y por consiguiente su fijación en porcentaje es difícil de determinar. Normalmente se suele utilizar el valor del **10%** del Costo parcial del Ítem (Costo Parcial más Gastos Generales) y ese es el referente que se utiliza en el presente Proyecto*

3.1.4.4. INFLUENCIA DEL IVA

*La influencia del Impuesto al Valor Agregado afecta la estructura del Precio Unitario con un **13%** del costo de Mano de Obra, puesto que los precios de materiales utilizados en la estructura de la planilla ya incluyen este Impuesto.*

3.1.4.5. INFLUENCIA DEL IT

*Los Impuestos a las Transacciones, tienen su incidencia en la estructura del Precio Unitario con un **3%** del costo del Subtotal de la actividad.*

3.2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

*Las especificaciones técnicas se encuentran en el **Anexo PRE5 Especificaciones Técnicas***

3.3. PRESUPUESTO DE CONSTRUCCION.

*En el **Anexo PRE3 Presupuesto Pavimento Flexible y PRE4 Presupuesto Pavimento Rígido** del presente documento se presentan el presupuesto total para las Actividades de Obra (ítems) utilizando el programa PRESCOM 2011, el mismo utiliza la estructura de precios unitarios sugerida por la Cámara de la Construcción de Bolivia.*

4.1. CONCLUSIONES

Cumpliendo todos los objetivos específicos, se concluye lo siguiente:

- *La Topografía de la zona presenta pendientes pronunciadas ya que es un terreno montañoso perteneciente a la serranía del Caipipendi, lo dificulto el levantamiento en ciertos lugares pero al final se obtuvo el relieve topográfico como era requerido.*
- *Al realizar el Estudio Geotécnico, se llega a la conclusión que existe suelos granulares A-2 Gravas y Arenas limosas y arcillosas A-3 Arenas finas que representan el 28.56% de las muestras analizadas y suelos finos A-4 Limos inorgánicos A-6 Arcillas inorgánicas poco plásticas que constituyen el 71.43 % por tal motivo hay lugares donde se necesita realizar mejoramiento de la subrasante con material granular para alcanzar el CBR de diseño que se estableció en 14.8 por ser el valor más representativo de entre las muestras analizadas.*
- *Se determinó las subcuencas del proyecto que drenan sus aguas en dirección transversal a la carretera, así como los parámetros Hidrológicos e Hidráulicos para encontrar el caudal máximo de diseño para las obras de arte, por otro lado no se hubiera podido realizar un estudio hidrológico satisfactorio sin el análisis de las lluvias que hay en la zona, lamentablemente por la disposición de las estaciones se tuvo que realizar la ponderación con una estación de la provincia O`Connor que queda un poco lejana sin embargo se logró obtener las curvas IDF necesarias para calcular los caudales que tendrán las alcantarillas y de esta manera dimensionarlas.*
- *Se concluye que el aporte de escurrimiento es muy significativo en lo que respecta al drenaje superficial de la calzada, motivo por el cual requiriere la construcción de cunetas.*
- *Según el estudio de tráfico vehicular realizado se determinó el número de ESALs, en función a la proyección de tráfico que se obtuvo para el año 2037 (20 años a partir del año en que la carretera entrará en funcionamiento)*

Al tratarse de una variante nueva a la ruta actual se realizó un estudio de encuestas origen destino determinando el trafico derivado que vendrá a sumarse al trafico normal que existe en un tramo de este nuevo trazo, una vez proyectado el tráfico generado y

desarrollado por distintos factores e índices de crecimiento se pudo apreciar que esta carretera será de gran importancia no solo para el departamento sino para el país ya que es una alternativa que entra en el trazo del corredor bioceánico que es una anhelo de todo el departamento.

- *Se diseñó el paquete estructural de pavimento Flexible, concluyendo así con un espesor de carpeta de 10 cm, debido a al tránsito de alto tonelaje que circula por esta carretera que fue registrado en los anexos de Aforos de tráfico, también se determinó un espesor de capa base de 20cm y de sub base de 44cm todo esto fue verificado mediante el programa DIPAV desarrollado por el instituto Boliviano del concreto y hormigón.*
- *Se realizó el estudio de Impacto Ambiental dando como resultado que es necesario una Evaluación de Impacto Ambiental específica.*
- *Se adjuntan planos a escala, ver anexos.*
- *Se realizó los cálculos métricos, análisis de precios unitarios y presupuesto para el pavimento flexible estimando un valor de 17,307,187.12 \$us.*

4.2. RECOMENDACIONES

- *Es recomendable una estabilización de suelos para la subrasante desde la progresiva 3+000 a la progresiva 3+500. Debido a la baja capacidad portante del suelo.*
- *Preferiblemente la construcción debe llevarse a cabo en época de estiaje habiendo así una mayor facilidad de operación en cada fase del proyecto, en especial en las obras de arte.*
- *Se recomienda a la empresa o entidad financiera contemplar en su Plan de Operaciones Anuales el mantenimiento del Pavimento Flexible de acuerdo a las fechas de estiaje (marzo-octubre).*
- *Se recomienda realizar una Evaluación de Impactos Ambientales, según la Ley 1333, así mismo realizar su presupuesto del mismo y adjuntarlo al proyecto para que éste en óptimas condiciones para su ejecución.*