

CAPÍTULO I
DISEÑO TEÓRICO

CAPÍTULO I

DISEÑO TEÓRICO

1.1 Introducción

Los caminos de baja intensidad de tránsito, como pueden ser aquellos de acceso del agricultor al mercado y los que enlazan a las comunidades, son partes necesarias de cualquier sistema de transporte que brinda servicios a la población en zonas rurales; para mejorar el flujo de bienes y servicios, además de promover el desarrollo, la salud pública, la educación, y como una ayuda en la administración del uso del suelo y de los recursos naturales.

Una carretera bien diseñada toma en consideración la movilidad que necesitan los usuarios de la carretera (motoristas, peatones o ciclistas) así como la seguridad y el confort de los mismos, balanceando esto con las restricciones físicas y naturales del entorno en el cuál, el proyecto se realiza; formando así un sistema de transporte seguro y eficiente. La seguridad vial está optimizada al conectar los elementos geométricos con la velocidad de diseño y parámetros normalizados.

Actualmente el único acceso desde la comunidad de La Calama a la comunidad de Chaupiloma es por medio de un sendero, lo que dificulta que los pobladores puedan sacar sus productos excedentarios a los lugares de consumo y mercados, y por tal motivo disminuyan sus producciones, hasta incluso opten por dejar de producir en esta zona.

El presente documento pretende sintetizar de manera coherente los criterios modernos para el diseño geométrico y estructural de carreteras, estableciendo parámetros para garantizar la consistencia y conjugación armoniosa de todos sus elementos unificando los procedimientos y documentación requeridos para la elaboración y el desarrollo del trabajo de graduación titulado “DISEÑO DE INGENIERA DEL TRAMO LA CALAMA-CHAUPILOMA”, realizando estudios de los diferentes componentes de ingeniería, los cuales puedan cumplir con las normas vigentes de diseño de carreteras de nuestro país; de tal manera, que se cumpla con todas las expectativas de la población beneficiaria con el proyecto.

La realización de este proyecto de Diseño de Ingeniería, estará basado principalmente en la normas de la ABC (Administradora Boliviana de Carreteras), en sus diferentes componentes como el manual de diseño geométrico, manual de hidrología y drenaje, manual de dispositivos de control de tránsito y manual de ensayos de suelos y materiales, de esta manera se podrá realizar de una forma adecuada todas las prácticas necesarias, ya que dicho proyecto es importante para poder brindar una vía caminera accesible, segura y transitable durante toda época del año, para así poder contribuir con el desarrollo de todas las comunidades beneficiarias

1.2 Justificación del proyecto de diseño de ingeniería

El presente proyecto denominado “Diseño de ingeniería del tramo La Calama-Chaupiloma”, planea la construcción de un camino de tratamiento superficial doble y obras de drenaje complementarias que brinden un acceso seguro hacia la comunidad de Chaupiloma, con el fin de mejorar las condiciones de comunicación de las comunidades cercanas, debido a que es una ruta necesaria para el desarrollo económico y de la integración de la comunidad.

Justificación técnica

La apertura de nuevos caminos como la modernización y ampliación de los mismos permiten incrementar la distribución de bienes y servicios a las poblaciones que se pretenden comunicar de disminuir los tiempos de recorrido entre estas. Los niveles altos de marginación son en gran medida debido a la falta de comunicaciones que favorezca el desarrollo humano, educativo y económico de la región.

El diseño se realizará cumpliendo las normativas y parámetros de diseño establecidos por la A.B.C. (Administradora Boliviana de Carreteras), para así lograr un diseño óptimo del camino, que brinde un acceso seguro y de confort, garantizando así también que los comunarios puedan transportar su producción a la ciudad o a las comunidades aledañas para su comercialización, promoviendo de esta manera el aumento de su producción y desarrollo.

Justificación académica

La carrera de Ingeniería Civil de la facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad Juan Misael Saracho, tiene como misión “crear, preservar y transmitir la ciencia, la tecnología y la cultura universal a través de la investigación y de la extensión, basadas en la generación e innovación de conocimientos, para satisfacer las necesidades regionales, nacionales e internacionales en: infraestructura, edificaciones, ordenamiento territorial, servicios básicos y tecnológicos, industrias, recursos naturales, seguridad alimentaria y ambiental con pertinencia y justicia social para el desarrollo humano sostenible”.

Justificación social

Las autoridades del municipio del Municipio de San Lorenzo, en función a la meta del pilar N°2 de la agenda patriótica 2025 “SOCIALIZACIÓN Y UNIVERSALIZACIÓN DE LOS SERVICIOS BÁSICOS CON SOBERANÍA PARA VIVIR BIEN” y del Artículo 98 “Transportes” de la ley N°031 donde señala “De acuerdo a la competencia exclusiva Numeral 7, Parágrafo I del Artículo 302, de la Constitución Política del Estado, los gobiernos municipales tienen la competencia exclusiva de planificar, diseñar, construir, mantener y administrar los caminos vecinales, en coordinación con los pueblos indígena originario campesinos, cuando corresponda”, están interesadas en realizar proyectos que son de carácter social que brinden el servicio a las poblaciones menos atendidas, mejorando significativamente el aspecto socio-económico.

1.3 Planteamiento del problema

1.3.1 Situación problémica

La vinculación caminera es un pilar fundamental para el desarrollo socioeconómico de las regiones, ya que viene a constituirse en el medio más importante para la integración y desarrollo de las mismas, y este impulso social y económico genera un efecto multiplicador que contempla no sólo el entorno local, sino abarca los ámbitos regionales, departamentales y nacionales.

Esto, con mayor realce cuando se evidencia que existe un elevado potencial productivo en la zona de intervención.

La Comunidad de Chaupiloma perteneciente al distrito de Choroma en la primera sección de la Provincia Méndez del Departamento de Tarija , en la actualidad cuenta con pampas en la cuales las personas de la comunidad de Calama, Villa Esperanza y otras aldeañas, realizan sembradíos temporales de papa, oca, haba entre otros, en la actualidad solo cuentan con un sendero de camino, lo que dificulta que los comunarios saquen sus productos hacia los sitios de consumo provocando pérdidas económicas y por lo mismo los comunarios opten por disminuir su producción, hasta incluso opten por dejar de producir en esta región.

1.3.2 Delimitación del tiempo

Tiempo presente

1.3.3 Delimitación del espacio

El problema se presenta en la Comunidad de Chaupiloma perteneciente al Municipio de San Lorenzo de la Provincia Méndez del Departamento de Tarija

1.3.4 Problema

¿Cuáles son las mejoras más oportunas para el diseño de ingeniería en el tramo “La Calama – Chaupiloma?”

1.4 Objetivos de proyecto de diseño final de ingeniería

1.4.1 Objetivo general

Diseñar un camino que una las Comunidades de La Calama y Chaupiloma, considerando solo la parte de diseño de ingeniería, con la finalidad de obtener la alternativa más óptima bajo parámetros de calidad y costo, garantizando su transitabilidad en toda época del año.

1.4.2 Objetivos específicos

- Llevar a cabo el levantamiento topográfico del área de estudio con la finalidad de obtener las pendientes transversales y longitudinales.
- Hacer el estudio de mecánica de suelos con la finalidad de determinar las características del suelo del área de estudio.
- Realizar el estudio hidrológico con la finalidad de diseñar las obras de arte del

tramo.

- Definir mediante un estudio de tráfico, el tipo y valor de ejes equivalentes, que se proyectaran a lo largo de toda la calzada.
- Ejecutar el diseño geométrico del tramo, regido bajo normativa de los manuales de la administradora boliviana de carreteras, mediante la ayuda del software AutoCAD Civil 3D 2021.
- Elaborar el análisis de costos y presupuestos del proyecto con la finalidad de obtener el costo total de la ejecución

1.5 Alcance del diseño de ingeniería

Se trata de una apertura de camino en la que solo existe una variable que medir y es la “condición actual del lugar en que se pretende emplazar el camino”, para ello se recurre a los métodos propios de la Ingeniería Civil; topografía, hidrología, hidráulica, suelos, entre otros... hasta esta etapa la presente investigación tiene un “alcance descriptivo transeccional”.

Por otro lado, después de medirse la condición actual del lugar, se propone realizar un diseño utilizando técnicas propias de la Ingeniería, entonces el alcance de la investigación asciende a “alcance causal explicativo”, donde la única variable “la condición actual del lugar”, se transforma en la “condición deseada o futura del camino a emplazar” por medio de las propuestas.

1.6 Hipótesis

Tipo de investigación: Descriptiva.

Conociendo la condición actual del tramo La Calama – Chaupiloma, se puede establecer las mejoras de una alternativa óptima.

1.7 Conceptualización y operacionalización de las variables.

Variable: Diseño de la carretera

Definición: El diseño de una carretera consiste en determinar su configuración tridimensional, es decir, la ubicación y la forma geométrica definida para los elementos de la carretera; de manera que ésta sea funcional, segura, cómoda, estética, económica y compatible con el medio ambiente.

Características que se exponen en función a:

Topografía del terreno: elaborada en base a medidas obtenidas en el campo y el procesamiento de la información para obtener perfiles y secciones.

Calidad del terreno de fundación: obtenidas mediante el análisis de los resultados de pruebas realizadas con equipos de laboratorio de suelos.

Estudio hidrológico: realizar estudio de parámetros para determinar avenidas máximas y mínimas por lo cual determinaremos base a las estaciones y precipitaciones.

Características geométricas de la carretera: elaborado en base a parámetros establecidos en la norma de la Administradora Boliviana de Carreteras.

Costos y presupuestos: cálculos en base a los metrados, utilizando costos acordes al mercado

Operacionalización de variables

Tabla 1-1 Operacionalización de variables

Variable	Definición Operacional	Dimensiones	indicadores	unidad de medición
Diseño de la carretera	El diseño de la carretera se logrará mediante la representación del terreno que se elabora en base a medidas obtenidas en campo y el procesamiento de la información para obtener perfiles y	Levantamiento topográfico	Trazo, nivel y replanteo	m
			Perfil longitudinal	m
			Secciones transversales	m3
		Estudio geotécnico	Cont. de humedad	%
			Granulometría	%
			Limites Atterberg	%

secciones transversales. Se obtendrá el estudio de suelo mediante el análisis de resultado de estudios realizados con equipos de laboratorio. El diseño estructural se elaborará en base a parámetros establecidos y los cálculos del presupuesto en base a los metrados y los costos acordes al mercado		Compactación	gr/cm3
		CBR	%
	Estudio hidrológico	Caudal	m3/s
		Precipitación	mm
	Diseño geométrico	Vel. de Proyecto	km/h
		Distancia de frenado	m
		Distancia de adelantamiento	m
		Pendiente máxima	%
		Peralte	%
		Radio mínimo	m
		Talud de corte y relleno	%
	Costos y presupuesto	Metrados	m, m2, m3
			Km
			Glb
			pza.
Análisis de precios unitario		bs/.	
Presupuesto		bs/.	

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO II

ESTADO DE CONOCIMIENTO

CAPÍTULO II

ESTADO DE CONOCIMIENTO

2.1 Marco conceptual

2.1.1 Topografía

La topografía es una ciencia aplicada que, a partir de principios, métodos y con la ayuda de instrumentos permite representar gráficamente las formas naturales y artificiales que se encuentran sobre una parte de la superficie terrestre, como también determinar la posición relativa o absoluta de puntos sobre la tierra.

Los procedimientos destinados a lograr la representación gráfica se denominan levantamiento topográfico y al producto se le conoce como plano, el cual contiene la proyección de los puntos de terreno sobre un plano horizontal, ofreciendo una visión en planta del sitio levantado. El levantamiento consiste en la toma o captura de los datos que conducirán a la elaboración de un plano, así mismo, a partir de los diseños, contenidos en planos para la construcción de las obras civiles en general, se realiza la localización o materialización del proyecto en terreno. La localización consiste en ubicar en el sitio todos los puntos que hacen posible la construcción de una obra de ingeniería.

2.1.2 Geotecnia

La geotecnia más concretamente la mecánica de suelos, viene a demostrarnos que el terreno se comporta como una estructura más, con unas características físicas propias como densidad, porosidad, módulo de balasto, talud natural y cohesión o ángulo de rozamiento interno que le confieren ciertas propiedades resistentes ante diversas solicitaciones.

2.1.2.1 Propiedades físico mecánicas de los suelos para subrasante

La subrasante es definida como el suelo preparado y compactado para soportar la estructura de un sistema de pavimento.

Estas propiedades de los suelos que constituyen la subrasante, son las variables más importantes que se deben considerar al momento de diseñar una estructura de pavimento. Las propiedades físicas se mantienen invariables, aunque se sometan a tratamientos tales

como homogenización, compactación, etc., sin embargo, ambas propiedades cambiarían cuando se realicen en ellos procedimientos de estabilización, a través de procesos de mezclas con otros materiales (cemento, cal, puzolanas, etc.) o mezclas con químicos.

Para conocer las propiedades de los suelos en un proyecto, es necesario tomar muestras en todo el desarrollo del mismo (calicatas), posteriormente en el laboratorio se determinarán sus propiedades.

Los ensayos que definen las principales propiedades de los suelos en carreteras son:

Contenido de humedad

Granulometría

Límites de Atterberg (líquido e índice plástico)

Compactación

Valor soporte CBR.

2.1.3 Hidrología, hidráulica y drenaje

2.1.3.1 Hidrología

El propósito fundamental del estudio hidrológico en el diseño de proyectos de infraestructura vial, se concentra en la estimación del caudal (Q) de diseño a considerar para cada una de las estructuras de drenaje.

Para el cálculo de los caudales de diseño de las estructuras de drenaje de una vía, se requiere de la aplicación de metodologías que se soportan en registros históricos de precipitación, de donde se deducen las curvas de intensidad frecuencia duración, estas suministran la información de intensidad de lluvia requerida para la duración y frecuencia.

En términos simples, el estudio hidrológico se divide en 5 pasos característicos:

Elección del período de retorno (T).

Caracterización hidrográfica del área de estudio.

Recopilación de datos meteorológicos.

Análisis de los datos hidrológicos.

Estimación de los caudales de diseño.

2.1.3.2 Drenaje transversal

El drenaje transversal de la carretera se consigue mediante alcantarillas cuya función es proporcionar un medio para que el agua superficial que escurre por cauces naturales o artificiales de moderada importancia, en forma permanente o eventual, pueda atravesar bajo la plataforma de la carretera sin causar daños a esta, riesgos al tráfico o a la propiedad adyacente. Se entiende por alcantarilla una estructura de drenaje cuya luz mayor, medida paralela al eje de la carretera, sea de hasta 6 m, losas de luces mayores se tratarán como puentes. La alcantarilla debe ser capaz de soportar las cargas del tráfico en la carretera, el peso de la tierra sobre ella, las cargas durante la construcción.

2.1.3.2.1 Pendiente de las alcantarillas

La mayoría de las alcantarillas se colocan siguiendo la pendiente natural del cauce, sin embargo, en ciertos casos puede resultar aconsejable alterar la situación existente. Estas modificaciones de pendiente pueden usarse para disminuir la erosión en él o en los tubos de la alcantarilla, inducir el depósito de sedimentos, mejorar las condiciones hidráulicas, acortar las alcantarillas o reducir los requerimientos estructurales. Sin embargo, las alteraciones de la pendiente deben ser estudiadas en forma cuidadosa de tal modo de no producir efectos indeseables.

2.1.3.2.2 Elección del tipo de alcantarilla

Las formas usuales de alcantarillas son: circulares, de cajón y múltiples. En casos muy especiales puede resultar económico el uso de arcos parabólicos de grandes dimensiones, los que requerirán de un tratamiento especial. La alcantarilla circular es una de las más usadas y resiste en forma satisfactoria, en la mayoría de los casos, las cargas a que son sometidas. Existen distintos tipos de tubos circulares que se utilizan con este propósito.

El diámetro para alcantarillas de caminos locales o de desarrollo deberá ser al menos 0,8 m, o bien 1 m si la longitud de la obra es mayor a 10 m. En las demás categorías de caminos y carreteras el diámetro mínimo será de 1 m.

2.1.3.3 Drenaje de la plataforma

El objetivo del diseño de las obras de drenaje de la plataforma es mantener las pistas de tránsito libres de inundación para probabilidad de la precipitación de diseño. La frecuencia de diseño y tolerancia a las inundaciones o desbordes dependerán de la importancia del camino y de los riesgos y costos que ellos implican.

Los caudales de diseño para el drenaje de la plataforma, se estimarán mediante el método racional modificado, adoptándose un tiempo de concentración mínimo de 10 minutos.

Se evitará la concentración de flujos extendidos a través de la plataforma, no permitiéndose, como regla general, flujos concentrados en la plataforma de más de 3 litros por segundo.

Las pendientes longitudinales mínimas recomendables son de 0,25% para medianas de tierra y de 0,12% para medianas con cauces pavimentados. Cuando las velocidades son excesivas para las condiciones del terreno deberán tomarse las precauciones correspondientes para evitar la erosión.

2.1.3.3.1 Cunetas longitudinales

Las cunetas o zanjas de drenaje en general se localizan en el lado pavimentado del bordillo, como estructura principal de drenaje de la vía. Ellas son inclinadas para evitar cualquier riesgo en el tránsito. Las cunetas pueden diseñarse como sección tipo V o como secciones anchas, planas o redondas.

La pendiente longitudinal mínima sugerida para las cunetas revestidas será de 0,12% y de 0,25% en aquellas sin revestir. En términos de la pendiente transversal, las cunetas de solera de 0,50 m de ancho tendrán una pendiente transversal máxima de 30% hacia la solera para aprovechar en mejor forma la capacidad de la cuneta y la eficiencia de los sumideros. Para cunetas de ancho superior a 0,50 m, la pendiente transversal no será menor que 8%.

2.1.4 Diseño geométrico

El diseño geométrico de carreteras es la parte más importante del proyecto de una carretera estableciendo, en base a las condicionantes y factores existentes, la configuración geométrica definitiva del conjunto que supone, para satisfacer al máximo los objetivos de funcionalidad, seguridad, comodidad, integración en su entorno, armonía o estética, economía y elasticidad, de la vía.

2.1.4.1 Clasificación administrativa de carreteras en Bolivia

Según ley N° 165 ley general de transporte en su artículo 192 las carreteras se clasifican en:

- a) Carreteras de la red vial fundamental.
- b) Carreteras de la red departamental.
- c) Carreteras de la red municipal.
- d) Carreteras de la red vecinal y comunales.

2.1.4.2 Sistema de clasificación funcional para diseño Categoría de las Vías

La clasificación para diseño consulta seis categorías divididas en dos grupos, ellas son:

- a) Carreteras: autopistas, autorrutas y primarias
- b) Caminos: colectores, locales y de desarrollo

Cada categoría se subdivide según las velocidades de proyecto consideradas al interior de la categoría. Las V_p más altas corresponden a trazados en terrenos llanos, las intermedias en terrenos ondulados y las más bajas a terreno montañoso o cuyo extorno presenta limitaciones severas para el trazado. El alcance general de dicha terminología es:

Terreno llano

El relieve puede incluir ondulaciones moderadas de la rasante para minimizar las alturas de cortes y terraplenes; consecuentemente la rasante de la vía estará comprendida mayoritariamente entre $\pm 3\%$.

Terreno ondulado

Está constituido por un relieve con frecuentes cambios de cota que, si bien no son demasiado importantes en términos absolutos, son repetitivos, lo que obliga a emplear frecuentemente pendientes de distinto sentido que pueden fluctuar entre 3 al 6% .

Terreno montañoso

Está constituido por cordones montañosos o “cuestas”, en las cuales el trazado salva desniveles considerables en términos absolutos. La rasante del proyecto presenta pendientes sostenidas de 4 a 9%, según la categoría del camino, ya sea subiendo o bajando. La planta está controlada por el relieve del terreno (puntillas, laderas de fuerte inclinación transversal, quebradas profundas, etc.) y también por el desnivel a salvar, que en oportunidades puede obligar al uso de curvas de retorno. En consecuencia, el empleo de elementos de características mínimas será frecuente y obligado.

a) Autopista (O)

En ellas se autorizará sólo la circulación de vehículos motorizados especialmente diseñados para el transporte de pasajeros y carga, quedando expresamente prohibido el tránsito de maquinaria autopropulsada (agrícola, de construcción, etc.).

b) Autorrutas (I.A)

Son carreteras nacionales existentes a las que se les ha construido o se le construirá una segunda calzada prácticamente paralela a la vía original.

c) Carreteras primarias (I.B)

Son carreteras nacionales o regionales, con volúmenes de demanda medios a altos, que sirven al tránsito de paso con recorridos de mediana y larga distancia, pero que sirven.

También un porcentaje importante de tránsito de corta distancia, en zonas densamente pobladas.

d) Caminos colectores (II)

Son caminos que sirven tránsitos de mediana y corta distancia, a los cuales acceden numerosos caminos locales o de desarrollo. El servicio al tránsito de paso y a la propiedad colindante tiene una importancia similar. Podrán circular por ellos toda clase de vehículos motorizados. En zonas densamente pobladas se deberán habilitar carriles auxiliares destinados a la construcción de ciclovías.

e) Caminos locales (III)

Son caminos que se conectan a los caminos colectores. Están destinados a dar servicio preferentemente a la propiedad adyacente. Son pertinentes las ciclovías.

f) Caminos de desarrollo

Están destinados a conectar zonas aisladas y por ellas transitarán vehículos motorizados y vehículos a tracción animal. Sus características responden a las mínimas consultadas para los caminos públicos, siendo su función principal la de posibilitar tránsito permanente aun cuando las velocidades sean reducidas, de hecho, las velocidades de proyecto que se indican a continuación son niveles de referencia que podrán ser disminuidos en sectores conflictivos.

La sección transversal que se les asocia debe permitir el cruce de un vehículo liviano y un camión a velocidades tan bajas como 10 km/hr y la de dos camiones, estando uno de ellos detenido.

Las velocidades referenciales de proyecto son:

Terreno llano a ondulado medio 50 y 40 km/h.

Terreno ondulado fuerte a montañoso 30 km/h

2.1.4.3 Criterios para el trazado

Las carreteras y caminos son obras tridimensionales, cuyos elementos quedan definidos mediante las proyecciones sobre los planos ortogonales de referencia: planta, elevación y sección transversal.

2.1.4.3.1 Distancia de visibilidad y maniobras asociadas

Una carretera o camino debe ser diseñada de manera tal que el conductor cuente siempre con una visibilidad suficiente como para ejecutar con seguridad las diversas maniobras a que se vea obligado o que decida efectuar.

2.1.4.3.2 Distancia de frenado

En todo punto de una carretera o camino, un conductor que se desplace a la velocidad V , por el centro de su carril de tránsito, debe disponer al menos de la visibilidad equivalente a la distancia requerida para detenerse ante un obstáculo inmóvil, situado en el centro de dicho carril.

Se considera obstáculo aquél de una altura igual o mayor que 0,20 m (h_2), estando situados los ojos de conductor a 1,10 m (h_1), sobre la rasante del eje de su carril de circulación.

La distancia de frenado sobre una alineación recta de pendiente uniforme, se calcula mediante la expresión:

$$Df = \frac{V * t}{3.6} + \frac{V^2}{254(f1 \pm i)}$$

Donde:

Df = Distancia de frenado (m).

V = V_p o $V *$

t = Tiempo de percepción + reacción (s).

$f1$ = Coeficiente de roce rodante, pavimento húmedo.

i = Pendiente longitudinal (m/m).

+ i = Subidas respecto sentido de circulación.

- i = Bajadas respecto sentido de circulación.

El primer término de la expresión representa la distancia recorrida durante el tiempo de percepción + reacción (dt) y el segundo la distancia recorrida durante el frenado hasta la detención junto al obstáculo (df).

2.1.4.3.3 Distancia de adelantamiento.

La distancia de adelantamiento “Da”, equivale a la visibilidad mínima que requiere un conductor para adelantar a un vehículo que se desplaza a velocidad inferior a la de proyecto; esto es, para abandonar su carril, sobrepasar el vehículo adelantado y retornar a su carril en forma segura, sin afectar la velocidad del vehículo adelantado ni la de un vehículo que se desplace en sentido contrario por el carril utilizado para el adelantamiento.

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. Para simplificar la verificación se considerará que al iniciarse la maniobra todos los vehículos que intervienen se sitúan en el eje del carril de circulación que les corresponde, según el sentido de avance.

La tabla 2-1 entrega los valores mínimos a considerar en el diseño como visibilidades adecuadas para adelantar. El proyectista deberá verificar en las etapas iniciales del proyecto en que zonas se deberá prohibir el adelantamiento y así adaptar su trazado evitando sectores demasiado largos en que no se pueda ejecutar esta maniobra, Las distancias de adelantamiento se dan en función de la velocidad de proyecto V_p , considerando que difícilmente se intentarán maniobras de adelantamiento respecto de vehículos que circulan a velocidades mayores.

Tabla 2-1 Distancia mínima de adelantamiento.

Velocidad de Proyecto km/h	Distancia mínima de adelantamiento (m)
30	180
40	240
60	370
70	440
90	550
100	600

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.1.4.3.4 Radios mínimos absolutos

Los radios mínimos para cada velocidad de proyecto, calculados bajo el criterio de seguridad ante el deslizamiento, están dados por la expresión:

$$R_{mín} = \frac{V_p^2}{127 * (P_{máx} + f)}$$

Donde:

$R_{mín}$ = Radio mínimo absoluto (m).

V_p = Velocidad proyecto (km/h).

$e_{máx}$ = Peralte máximo correspondiente a la carretera o el camino (m/m).

f = Coeficiente de fricción transversal máximo correspondiente a V_p .

Tabla 2-2 Radios mínimos absolutos en curvas horizontales.

Caminos colectores - locales - desarrollo			
V_p	$e_{máx}$	f	$R_{mín}$
km/h	(%)		(m)
30	7	0,215	25
40	7	0,198	50
50	7	0,182	80
60	7	0,165	120
70	7	0,149	180
80	7	0,132	250

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.1.4.3.5 Pendientes máximas

La siguiente tabla establece las pendientes máximas admisibles según la categoría de la carretera o camino.

Tabla 2-3 Pendientes máximas admisibles %.

Categoría	Velocidad de proyecto (km/h)									
	≤30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Desarrollo	10-12	10-9	9	-	-	-	-	-	-1	-
Local	-	9	9	8	8	-	-	-	-	-
Colector	-	-	-	8	8	8	-	-	-	-
Primario	-	-	-	-	-	6	5	4,5	-	-
Autorrutas	-	-	-	-	-	6	5	4,5	-	-
Autopistas	-	-	-	-	-	5	-	4,5	-	4

(1) 110 km/h no está considerada dentro del rango de Vp asociadas a las categorías.

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.1.4.3.6 Pendientes mínimas

Es deseable proveer una pendiente longitudinal mínima del orden de 0,5 % a fin de asegurar en todo punto de la calzada un eficiente drenaje de las aguas superficiales. Se distinguirán los siguientes casos particulares:

Si la calzada posee un bombeo o inclinación transversal de 2 % y no existen soleras o cunetas, se podrá excepcionalmente aceptar sectores con pendientes longitudinales de hasta 0,2 %. Si el bombeo es de 2,5 % excepcionalmente se podrán aceptar pendientes longitudinales iguales a cero.

En zonas de transición de peralte en que la pendiente transversal se anula, la pendiente longitudinal mínima deberá ser de 0,5 % y en lo posible mayor.

Si los casos analizados precedentemente se dan en cortes, el diseño de las pendientes de las cunetas deberá permitir una rápida evacuación de las aguas, pudiendo ser necesario revestirlas para facilitar el escurrimiento.

2.1.4.3.7 Enlaces de rasantes

Curvas verticales de enlace

El ángulo de deflexión entre dos rasantes que se cortan, queda definido por la expresión:

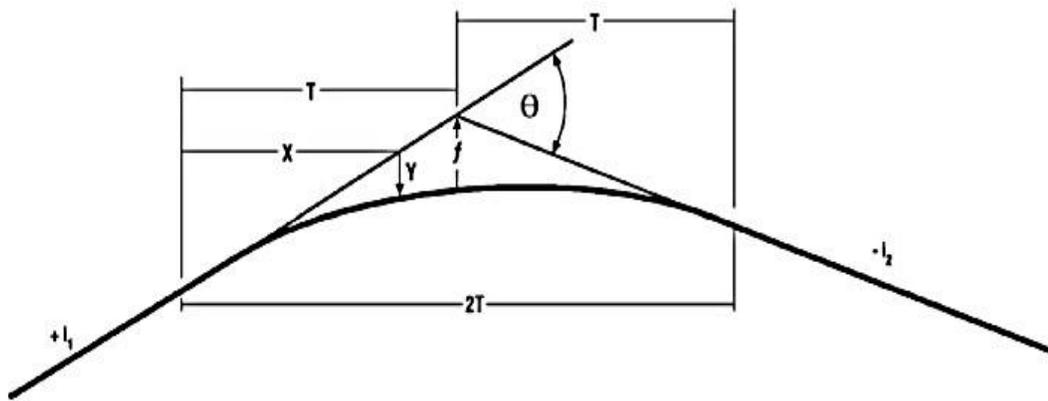
$$\theta \text{ radianes} = (i_1 - i_2)$$

Es decir, θ se calcula como el valor absoluto de la diferencia algebraica de las pendientes de entrada y salida, expresadas en m/m. Las pendientes deberán considerarse con su signo, según su definición:

- + Pendiente de subida según el avance de Dm.
- -Pendiente de bajada según avance de Dm.

Toda vez que la deflexión θ es igual o mayor que 0,5 % = 0,005 m/m, se deberá proyectar una curva vertical para enlazar las rasantes. Bajo esta magnitud se podrá prescindir de la curva de enlace ya que la discontinuidad es imperceptible para el usuario.

Figura 2-1 Elementos de la curva vertical.



Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

- **Curvas verticales convexas**

La distancia de frenado sobre un obstáculo fijo situado sobre el carril de tránsito y la altura de los ojos del conductor sobre la rasante de este carril.

$$Kv = \frac{Df^2}{2 * (\sqrt{h1} + \sqrt{h2})^2}$$

Donde:

Kv = Parámetro curva vertical convexo (m).

Df = Distancia de frenado $f(V^*)$ (m).

h_1 = Altura ojos del conductor 1,10 m.

h_2 = Altura obstáculo fijo 0,20 m.

- **Curvas verticales cóncavas**

La distancia de frenado nocturna sobre un obstáculo fijo que debe dar de la zona iluminada por los faros del vehículo

$$Kc = \frac{Df^2}{2 * (h + \sin \beta)}$$

Donde:

Kc = Parámetro curvo vertical cóncava (m).

Df = Distancia de frenado f (Vp) (m). (se considera que de noche los usuarios no superen Vp).

h = Altura focos del vehículo 0,6 m.

β = Altura de abertura del haz luminoso respecto de su eje 1° .

2.1.4.3.8 Longitud mínima de curvas verticales

Por condición de comodidad y estética, la longitud mínima de las curvas verticales está dada por:

$$2T(m) \geq Vp(km/h)$$

Es decir, el desarrollo mínimo de la curva vertical será el correspondiente al número de metros que representa la velocidad de proyecto de la carretera, expresada en km/h.

En los casos en que la combinación parámetro mínimo ángulo de deflexión θ no cumple con esta condición de desarrollo mínimo, se determinara el parámetro mínimo admisible a partir de:

$$K = 2 * T_{min}/\theta \geq Vp/\theta$$

2.1.4.3.9 Parámetros mínimos por visibilidad de adelantamiento

En este caso, a considerar en caminos bidireccionales, tienen relevancia las curvas verticales convexas, ya que en las cóncavas las luces del vehículo en sentido contrario son suficientes para indicar su posición y no existe obstáculo a la visual durante el día a causa de la curva.

$$Ka = \frac{Da^2}{2 * (\sqrt{h1} + \sqrt{h5})^2}$$

Donde:

Ka = Parámetro mínimo para visibilidad adelantamiento (m)

Da = Distancia de adelantamiento f(v) (m)

h1 = Altura ojos conductor 1,10 (m)

h5 = Altura vehículo en sentido contrario 1,2 (m)

Tabla 2-4 Parámetros en curvas verticales por criterio de visibilidad de frenado

Velocidad de proyecto	Curvas convexas Kv			Curvas cóncavas Kc
	Vp (Km/h)	Vp (Km/h)	Vp (Km/h)	Vp (Km/h)
30	300	300	300	400
40	400	500	600	500
50	700	950	1100	1000
60	1200	1450	1800	1400
70	1800	2350	2850	1900
80	3000	3550	4400	2600
90	4700	5100	6000	3400
100	6850	7400	8200	4200
110	9850	10600	11000	5200
120	14000	15100	16000	6300

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

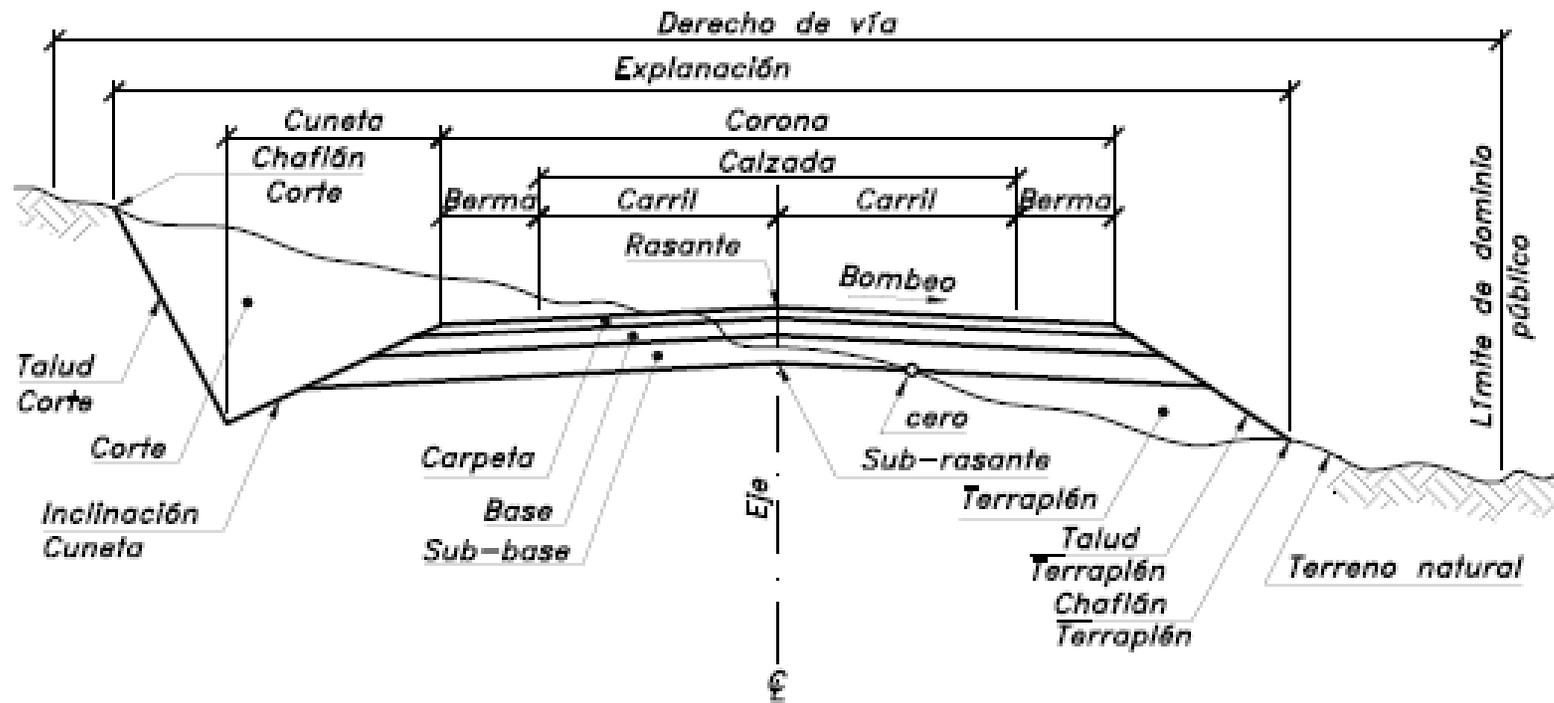
2.1.5 Secciones transversales

La sección transversal de una carretera o camino describe las características geométricas de estas, según un plano normal a la superficie vertical que contiene el eje de la carretera.

Dicha sección transversal varía de un punto a otro de la vía, ya que ella resulta de la combinación de los distintos elementos que la constituyen, cuyos tamaños, formas e interrelaciones depende de las funciones que ellas cumplan y de las características del trazado y del terreno en los puntos considerados.

En la figura 2-2 a continuación, se presenta un perfil transversal mixto (corte y terraplén) correspondiente al caso de una vía con calzadas separadas en recta.

Figura 2-2. Perfil transversal descriptivo, calzada en recta



Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.1.5.1 La plataforma.

Se llama plataforma a la superficie visible de una vía formada por su(s), calzada(s), sus bermas, los sobreanchos de plataforma (SAP) y su cantero central, en caso de existir esta última como parte de la sección transversal tipo.

El ancho de la plataforma será entonces la suma de los anchos de sus elementos constitutivos, cuyas características se definen en esta sección.

2.1.5.2 La(s) calzada(s).

Una calzada es una banda material y geoméricamente definida, de tal modo que su superficie pueda soportar un cierto tránsito vehicular y permitir desplazamientos cómodos y seguros de los mismos.

La calzada está formada por dos o más carriles. Un carril será entonces cada una de las divisiones de la calzada que pueda acomodar una fila de vehículos transitando en un sentido.

En el caso de carreteras o caminos con calzada bidireccional de dos carriles, cada uno de ellos podrá ser utilizado ocasionalmente por vehículos que marchan en el sentido opuesto, en el momento en que estos adelanten a otros más lentos.

2.1.5.3 Bombeos.

En tramos rectos o en aquellas cuyo radio de curvatura permite el contra peralte según los límites fijados, las calzadas deberán tener, con el propósito de evacuar las aguas superficiales, una inclinación transversal mínima o bombeo, que depende del tipo de superficie de rodadura y de la intensidad de la lluvia de 1 hora de Duración con Periodo de Retorno de 10 Años (I^1_{10}) mm/h, propia del área en que se emplaza el trazado.

Tabla 2-5. Bombeos de la calzada

Tipo de superficie	Pendiente transversal	
	$(I^1_{10}) \leq 15 \text{ mm/h}^{(1)}$	$(I^1_{10}) > 15 \text{ mm/h}^{(1)}$
Pav. de hormigón o asfalto	2,0	2,5
Tratamiento superficial	3,0 (2)	3,5
Tierra, grava, chancado	3,0 – 3,5 (2)	3,5 – 4,0

(1) Determinar mediante estudio hidrológico

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.1.5.4 Bermas.

Son franjas que flanquean el pavimento de la(s) calzada(s). Ellas pueden ser construidas con pavimento de hormigón, capas asfálticas, tratamiento superficial, o simplemente ser una prolongación de la capa de grava en los caminos no pavimentados.

En pavimentos de hormigón que consulten ensanches hacia la berma como parte del diseño estructural, la berma podrá contar con un sector de hormigón y el saldo para completar su ancho, se dará con una capa asfáltica de 0,05 m de espesor mínimo, apoyada sobre una base granular de CBR 80 %, cuyo espesor será el existente entre la subbase y la cara inferior de la capa. Si el pavimento de hormigón no consulta un sobreancho estructural, la berma se construirá según se indica para los pavimentos asfálticos.

Las bermas cumplen cuatro funciones básicas: proporcionan protección al pavimento y a sus capas inferiores, que de otro modo se verían afectadas por la erosión y la inestabilidad; permiten detenciones ocasionales; aseguran una luz libre lateral que actúa psicológicamente sobre los conductores, aumentando de este modo la capacidad de la vía, y egresen espacio adicional para maniobras de emergencia, aumentando la seguridad.

Para que estas funciones se cumplan en la práctica, las bermas deben ser de un ancho constante, estar libres de obstáculos y deben estar compactadas homogéneamente en toda su sección. Para logara dichos objetivos se consultan los sobreanchos de la plataforma “SAP”, que confinan la estructura de las bermas y en los que se instalaran las barreras de seguridad y la señalización vertical.

2.1.5.5 Sobreanchos.

Tendrá siempre un SAP mínimo de 0,5 m que permita confinar las capas de subbase y base de modo que en el extremo exterior de la berma sea posible alcanzar el nivel de compactación especificado. Consecuentemente, en los 0,5 m exteriores del SAP no se podrá lograr la compactación máxima exigida por el resto de la plataforma por falta de confinamiento y riesgo por pérdida de estabilidad del equipo de compactación autopropulsado. Toda vez que el SAP tenga un ancho mayor que 0,5 m, el ancho adicional adyacente a la berma deberá compactarse según las mismas exigencias especificadas para las bermas.

Tabla 2-6. Resumen de anchos de plataforma en terraplén

Numero de calzadas y categoría			Velocidad	Ancho	Ancho berma		Ancho SAP		Ancho total de plataforma		
			proyecto	pistas	"bi"	"be"	"Si"	"Se"	A nivel de rasante		
			(km/h)	"a"(m)	Interior	Exterior	Interior	Exterior	ATP=na+2(be+Se)+M final		
				(l)	(m)	(m)	(m)	(m)	6 pistas y 4 ampliable	4 pistas	2 pistas
Calzada bidireccional	Primario	Colector	100-90	3,5	-	2,5	-	1	-	-	14,0
			80	3,5	-	2,0	-	0,5-0,8	-	-	12,0
			80	3,5	-	1,5	-	0,5-0,8	-	-	11,0
	Local	Desarrollo	70	3,5	-	0,5-1,0	-	0,5-0,8	-	-	10,0-11,0
			60	3,0-3,5	-	0,5-1,0	-	0,5-0,8	-	-	8,0-10,0
			50	3,0-3,5	-	0,5-1,0	-	0,5	-	-	8,0-10,0
			40	3,0	-	0,0-0,5	-	0,5	-	-	7,0-8,0
			30	2,0-3,0	-	0,0-0,5	-	0,5	-	-	5,0-6,0

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.1.5.6 Volúmenes de movimiento de tierras.

Uno de los principales objetivos al seleccionar un lugar específico para una vialidad, es minimizar el volumen de tierra que se requiere para el proyecto. Por tanto, se estima el volumen de movimiento de tierra que interviene en cada lugar alternativo, tanto en la etapa preliminar como en el final.

Para determinar el volumen de movimiento de tierra que interviene para una rasante dada, se toman perfiles transversales a intervalos regulares a lo largo de rasante. En general las secciones transversales están separadas cada 10 metros, aunque a veces se aumenta esta distancia para la ingeniería preliminar. Estas secciones transversales se obtienen al graficar el nivel del terreno y la rasante propuesta para la vía, a lo largo de una línea perpendicular a la rasante para indicar las áreas de excavación y las áreas de terraplén.

En la figura 3 se muestran tres tipos de sección transversal. Cuando el cálculo se hace manualmente, las secciones transversales se grafican en papel estándar para secciones transversales, generalmente a una escala de 1:200 en direcciones horizontal y vertical, respectivamente. Entonces se determinan las áreas de corte y de terraplén para cada sección transversal, con el uso de un planímetro a medida o mediante otro método adecuado. Entonces se calcula el volumen de movimiento de la tierra a partir de las áreas de las secciones transversales y de las distancias entre estas secciones.

Un método común para determinar el volumen es el del promedio de las áreas extremas. Este procedimiento se basa en la suposición de que el volumen entre dos secciones transversales consecutivas, es el promedio de sus áreas multiplicado por la distancia entre aquéllas, tal como se da en la siguiente ecuación.

$$V = \frac{L}{2} * (A1 + A2)$$

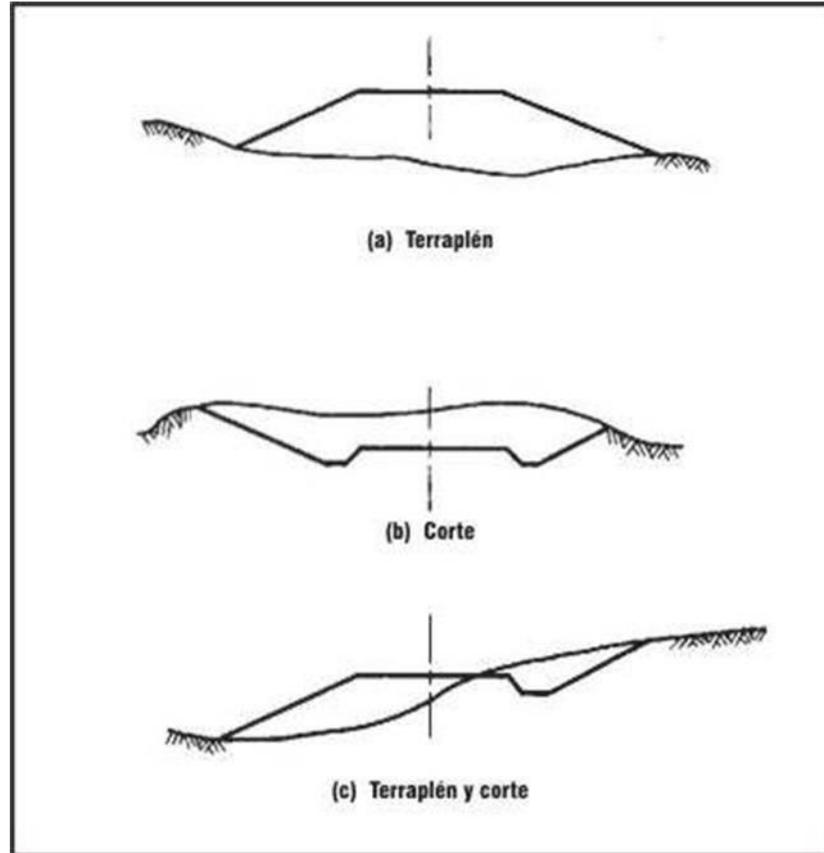
Donde:

V= Volumen (m3)

A1 y A2= Áreas extremas (m2)

L=Distancia entre secciones transversales (m)

Figura 2-3. Tipo de secciones transversales



Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.1.5.7 Diagrama de la curva de masa

El diagrama de la curva masa es una serie de líneas unidas que describen la acumulación neta de corte o de relleno, entre dos perfiles transversales cualesquiera. La ordenada del diagrama de la curva masa es la acumulación neta en m^3 desde un punto inicial arbitrario. Entonces, la diferencia de ordenadas entre dos perfiles transversales cualesquiera, representa la acumulación neta de corte o de relleno entre estos perfiles transversales si se considera que el primer perfil transversal del camino es el punto inicial, entonces la acumulación neta en este perfil transversal es cero.

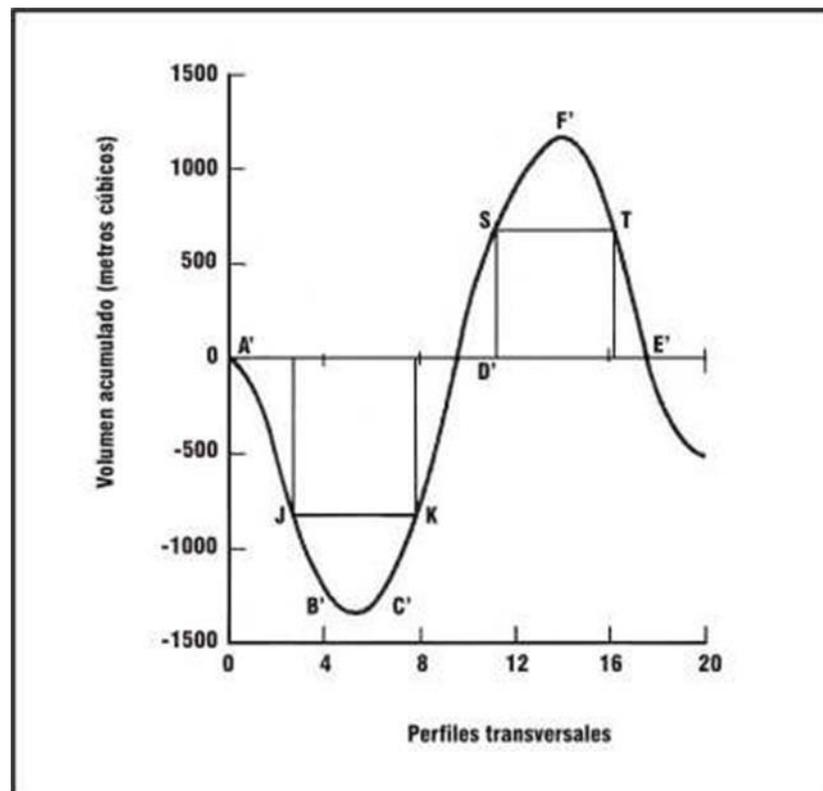
2.1.5.7.1 Interpretación del diagrama de la curva de masa

A partir de la figura 2-4 se pueden hacer las siguientes observaciones.

Cuando el diagrama de la curva de la masa presenta una pendiente descendente (negativa) la sección anterior es un terraplén y cuando la pendiente es ascendente (positiva) la sección anterior es un corte.

La diferencia de ordenadas en el diagrama de la curva de masa entre dos perfiles transversales cualquiera, representa la acumulación neta entre los dos perfiles transversales (corte o relleno)

Figura 2-4 Diagrama de curva masa



Fuente: Diseño Geométrico de Carreteras, ABC.

Una línea horizontal en el diagrama de la masa define la ubicación para cuales, la acumulación neta es cero entre estos dos puntos. A éstos se les conoce como "puntos de balance", porque existe un balance de los volúmenes de corte y de relleno entre estos puntos. En la figura 12 el eje "x" representa un equilibrio entre los puntos A' y D' y un equilibrio entre los puntos D' y E'. Más allá del punto E' el diagrama de curva de masa indica una condición de relleno, para la cual no hay un corte que lo compense.

Puede dibujarse otras líneas horizontales que unan partes del diagrama de curva de masa. Por ejemplo, las líneas J-K Y S-T, que tiene cada una cinco perfiles transversales de

longitud describen un equilibrio de corte y de relleno entre los perfiles transversales en los puntos J-K y S-T.

2.1.6 Diseño Estructural

2.1.6.1 Estructura del pavimento

La estructura del pavimento se define como un conjunto de capas superpuestas, horizontales, de diferentes materiales y espesores.

Las características estructurales de cada una de las capas están relacionadas con los materiales empleados en la estructura del pavimento, las más empleadas son las siguientes:

Capas granulares, naturales y artificiales

Mezclas Bituminosas, compuestas por áridos embebidos en un ligante bituminoso. Reciben diferentes denominaciones en función de su apariencia, constitución y puesta en obra.

Hormigones, forman el pavimento rígido adoptando diversas configuraciones hormigones vibrados en masa, armado, compactados con rodillo.

Funciones de un pavimento Un pavimento es una estructura construida sobre un suelo de fundación apropiada (subrasante), tiene por finalidad resistir, transmitir y distribuir los esfuerzos originados por los vehículos, además de proporcionar una superficie de rodamiento que permita el tráfico seguro y confortable a velocidades operacionales deseadas y bajo cualquier condición climática.

2.1.6.2 Tipos de pavimentos

Existen dentro de los tipos de pavimentos los siguientes:

Pavimentos flexibles

- Convencionales de base granular.
- De base asfáltica.
- Pavimentos con tratamiento superficial.

Pavimentos rígidos

Pavimentos semirrígidos

Dentro de los diferentes tipos de pavimento se describirán pavimentos flexibles y rígidos.

2.1.6.2.1 Pavimento flexible

Son aquellos que generalmente tienen un revestimiento de concreto asfáltico sobre una capa base, el concreto asfáltico al tener menos rigidez tiene mayor deformación que la del hormigón y produce tensiones mayores en la subrasante, de tal forma que las capas de revestimiento y base absorben las tensiones verticales de compresión.

Elementos que integran un pavimento flexible

Los elementos que integran el pavimento flexible son:

Capa sub base

Destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de rodadura de pavimento. Esta capa se encuentra entre la capa base y subrasante sirviendo como material de transición.

Capa base

Es la capa del pavimento que tiene como función primordial resistir, distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito, a la sub base y a través de esta a la subrasante y es la capa sobre la cual se coloca la capa de rodadura.

Superficie de rodadura

Es la capa que se coloca sobre la capa base, su objetivo principal es proteger la estructura del pavimento, impermeabilizando la superficie, para evitar filtraciones de agua. Evita la desintegración de las capas subyacentes a causa del tránsito vehicular.

2.1.6.3 Módulo resiliente de acuerdo a AASHTO 93

Los materiales que constituyen los pavimentos se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que le son transmitidas por el tráfico. Con el fin de tener en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales que conforman una estructura

del pavimento, así como el comportamiento no lineal y resiliente de los materiales, se han realizado en el mundo varios trabajos experimentales, tanto en modelos a escala natural como en muestras probadas en el laboratorio, obteniéndose valiosa información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales.

2.1.6.4 Periodo de diseño

El método toma dos variables para tomar en cuenta: periodo de análisis y vida útil del pavimento. El periodo de análisis puede comprender varios periodos de la vida útil, el del pavimento original y de los distintos refuerzos de rehabilitación. La vida útil es el periodo inicial de diseño, de construcción y el momento en que este alcanza el mínimo grado serviciabilidad.

Tabla 2-7. Periodo de diseño

Tipo de carretera	Periodo de análisis (años)
Urbana de tránsito elevado.	30 – 50
Interurbana de tránsito elevado	20 – 50
Pavimentada de baja intensidad de tránsito	15 – 25
De baja intensidad de tránsito, pavimentación con grava	10 – 20

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

2.1.6.5 Serviciabilidad

Se define la serviciabilidad como la capacidad del pavimento para brindar la condición necesaria para proveer a los usuarios un manejo seguro y confortable en un determinado momento. En el procedimiento diseño AASHTO, la serviciabilidad está calificada en términos de clasificación de serviciabilidad presente (PSR). Se lo califica el PSR un grupo de usuarios que circula sobre el pavimento y lo califica de 0 a 5.

El diseño estructural basado en la serviciabilidad, considera necesario determinar el índice de serviciabilidad inicial (P0) y el índice de serviciabilidad final (Pt), para la vida útil o de diseño del pavimento.

Tabla 2-8. Índice de serviciabilidad

PSR	Condición
0 - 1	Muy pobre
1 - 2	Pobre
2 - 3	Regular
3 - 4	Buena
4 - 5	Muy buena

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

a) Índice de serviciabilidad inicial (P₀)

P₀= 4,5 para pavimentos rígidos.

P₀= 4,2 para pavimentos flexibles

b) Índice de serviciabilidad final (P_t)

P_t= 2,5 o más para caminos muy importantes

P_t= 2,0 para caminos de tránsito menor

2.1.6.6 Perdida índice serviciabilidad

Se refiere a la diferencia que existe entre el índice de serviciabilidad inicial y el índice de serviciabilidad final.

$$\Delta PSI = P_0 - P_t$$

Donde:

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado

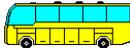
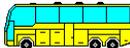
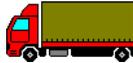
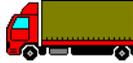
P₀ = Índice de servicio inicial

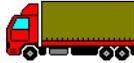
2.1.6.7 Tráfico

Probablemente, la variable más importante en el diseño de vías es el tránsito, pues, si bien el volumen y dimensiones de los vehículos influyen en su diseño geométrico, el número y el peso de los ejes de estos son factores determinantes en el diseño de la estructura del pavimento. Los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil. Los vehículos transmiten carga al pavimento mediante dispositivos de apoyo multiruedas de diferentes ejes. Siendo el tráfico uno de los parámetros importantes para el diseño de pavimentos a partir de aforos iniciales y datos históricos de los mismos, el número y composición de los ejes se determina a partir de los siguientes datos:

El TPDA es el promedio aritmético de los volúmenes diarios de tránsito encuestados durante un año, con una clasificación de vehículos utilizada por tipo y uso. Según la ABC (administradora boliviana de carreteras) se tiene para cada tipo de vehículo la siguiente tabla.

Tabla 2-9. Clasificación de vehículos

Código	Tipo de vehículos	Figura
1	Automóviles y vagonetas	
2	Camionetas (hasta 2 Ton.)	
3	Minibuses (hasta 15 pasajeros)	
MB	Microbuses (hasta 21 pasajeros; de 2 ejes)	
B2	Buses medianos (hasta 35 pasajeros; de 2 ejes)	
B3	Buses grandes (más de 35 pasajeros; de 3 ejes)	
C2m	Camiones medianos (de 2,5 a 10,0 ton; de 2 ejes)	
C2	Camiones grandes (más de 10,0 ton; de 2 ejes)	

C3	Camiones grandes (más de 10,0 ton; de 3 ejes)	
CSR	Camiones semirremolque	
CR	Camiones remolque	
12	Otros vehículos	

Fuente: Administradora boliviana de carreteras ABC.

La tasa de crecimiento representa el crecimiento promedio anual del TPDA. Según la AASHTO recomienda para realizar de una forma sencilla para todo periodo de diseño la siguiente expresión:

$$FC = \frac{(1 + r)^p - 1}{r}$$

Donde:

FC = Factor de crecimiento. r = Tasa de crecimiento.

P = Periodo de diseño

2.1.6.8 Tipo de ejes

Se considerará como grupo de ejes a aquellos cuyas distancias entre ejes sean menores a 2,4 metros:

Eje simple

Cada uno de los ejes de un vehículo, que forman un solo apoyo del chasis.

Figura 2-5. Peso admisible de eje simple 2 neumáticos de 7 t.



Fuente: Ley de cargas de Bolivia

Figura 2-6. Peso admisible eje simple de 4 neumáticos es de 11 t.

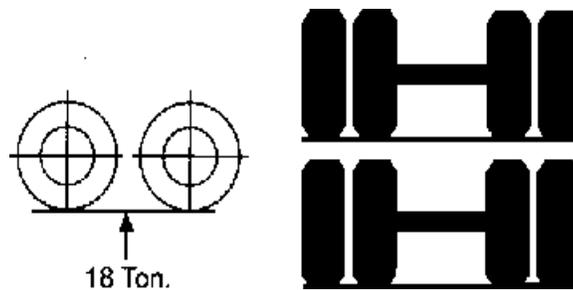


Fuente: Ley de cargas de Bolivia

Eje tipo tándem

Grupo de ejes formado por el sistema de dos ejes de iguales características, cuyos centros geométricos están a una distancia comprendida entre un metro veinte centímetros (1,20 m.) y dos metros cuarenta centímetros (2,40 m.).

Figura 2-7. Peso máximo admisible para un eje tándem de 8 neumáticos de 18 t.

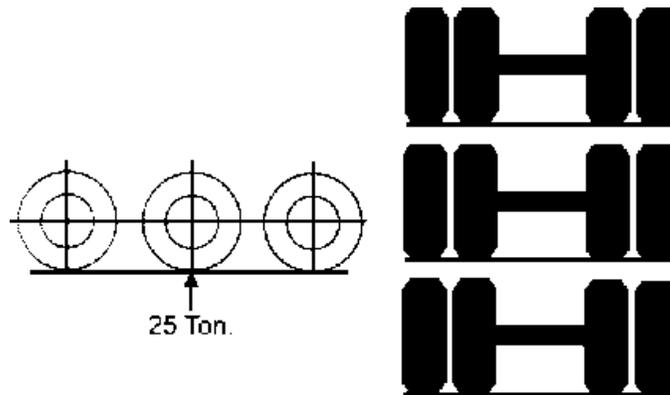


Fuente: Ley de cargas de Bolivia

Eje tipo trídem

Grupo de ejes formado por el sistema de tres ejes de iguales características, cuyos centros geométricos están a una distancia mínima de un metro veinte centímetros (1,20 m.) o máxima de dos metros cuarenta centímetros (2,40 m.), entre ejes consecutivos.

Figura 2-8. Peso máximo admisible para eje trídem de 6 neumáticos es de 25 t.



Fuente: Ley de cargas de Bolivia

2.1.6.9 Distribución direccional “DD”

La distribución se toma un 50% de tránsito por cada dirección del flujo vehicular censado, en algunos casos puede variar ser mayor en una dirección de 0,3 – 0,7 dependiendo de la dirección acumulada de vehículos cargados.

2.1.6.10 Factor de distribución por carril “DI”

El carril de diseño es aquella que recibe el mayor número de ESALs, para vías de dos carriles, por lo cual el factor de distribución es 100 %. Para autopistas multicarriles el carril de diseño es el carril exterior y el factor de distribución depende del número de carriles en cada dirección que tenga la autopista. En la tabla 2-10 se muestran los valores utilizados por la AASHTO.

Tabla 2-10. Factor de distribución por carril

No. Carriles en cada dirección	Porcentaje de ejes simples equivalentes de 18 kips en el carril de diseño (FC)
1	100
2	80 – 100
3	60 – 80
4 o más	50 – 75

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.1.6.11 Conversión de tránsito a ejes equivalentes ESALs.

Los diferentes tipos de tránsito, compuesto por cargas diferentes que actúan sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones, las fallas serán distintas. Para tener en cuenta esta diferencia, el tránsito es representado por un número equivalente de ejes de una determinada carga que producirán el mismo daño similar a toda la composición del tráfico, de acuerdo a eje simple patrón de carga de 18 kips (80 kN u 8,2 Ton.), esta conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga LEF (Load equivalent factor).

2.1.6.12 Factores equivalentes de carga (LEF)

Uno de los resultados significativos del AASHTO road test fue el desarrollo de cargas equivalentes de un solo eje (ESAL'S). ESAL'S es un factor numérico que expresa la relación de una carga de eje dada (típicamente 18,000 libras) a otra carga de eje en términos del daño relativo a la estructura del pavimento.

La conversión de tráfico a un número de ESAL's de 18 kips (Equivalent Single Axis Loads) se utiliza factores equivalentes de carga LEFs (Load Equivalent Factor).

El factor equivalente de carga LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad ocasionada por una determinada carga de un tipo de eje y la producida por el eje patrón de 18 kips.

$$LEF = \frac{W_{18}}{W_x}$$

Donde:

W_{18} = N° de ESALs de 80 KN que producen pérdida de serviciabilidad.

W_x = N° de ejes X KN que producen la misma pérdida de serviciabilidad

Es importante tener en cuenta que los factores de ESAL no solo dependen del tipo y peso del eje, sino también del tipo de pavimento (es decir, los factores de ESAL son diferentes para los pavimentos de asfalto y de concreto).

2.1.6.13 Nivel de confianza y desviación estándar

El nivel de confianza es uno de los parámetros importantes introducidos por la AASHTO al diseño de pavimentos, porque establece un criterio que está relacionado con el desempeño del pavimento frente a las solicitaciones exteriores. La confiabilidad se define como la probabilidad de que el pavimento diseñado se comporte de manera satisfactoria durante toda su vida de proyecto, bajo las solicitaciones de carga e intemperismo, o la probabilidad de que los problemas de deformación y fallas estén por debajo de los niveles permisibles. Para elegir el valor de este parámetro se considera la importancia del camino, la confiabilidad de la resistencia de cada una de las capas y el tránsito de diseño pronosticado.

Tabla 2-11. Niveles de confiabilidad

Tipo de camino	Zonas urbanas	Zonas rurales
Autopistas	85 – 99.9	80 – 99.9
Carreteras de primer orden	80 – 99	75 – 95
Carreteras secundarias	80 – 95	75 – 95
Caminos vecinales	50 – 80	50 – 80

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

La esquematización del comportamiento real del pavimento y la curva de diseño propuesta por la AASHTO tienen la misma forma, pero no coinciden. La falta de coincidencia se debe a los errores asociados a la ecuación de comportamiento propuesta y a la dispersión de la información utilizada en el dimensionamiento del pavimento. Por esta razón la AASHTO adoptó un enfoque de regresiones para ajustar estas dos curvas. De esta forma los errores se representan mediante una desviación estándar S_o , para compatibilizar los dos comportamientos. El factor de ajuste entre las dos curvas se define como el producto de la desviación normal Z_R , por la desviación estándar S_o . Los factores de desviación normal Z_R se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2-12. Factores de desviación normal

Confiability	Z_R	Confiability	Z_R
50	0	92	-1,405
60	-0,253	94	-1,555
70	-0,524	95	-1,645
75	-0,674	96	-1,751
80	-0,841	97	-1,881
85	-1,037	98	-2,054
90	-1,282	99	-2,327

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.1.6.14 Coeficiente de drenaje

El coeficiente depende de dos parámetros: la capacidad del drenaje, que se determina de acuerdo al tiempo que tarda el agua en ser evacuada del pavimento, y el porcentaje de tiempo durante el cual el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación, en el transcurso del año. Dicho porcentaje depende de la precipitación media anual y de las condiciones de drenaje, la AASHTO define cinco capacidades de drenaje, que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2-13. Tiempos de drenaje

Calidad del drenaje	Tiempo que tarda el agua en ser evacuada 50%
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy malo	Agua no drena

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

De acuerdo a las capacidades de drenaje la AASHTO establece los factores de corrección m^2 (bases) y m^3 (subbases granulares sin estabilizar), para pavimentos flexibles, los cuales están dados en la tabla 2-14 y tabla 2-15, en función del porcentaje de tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 2-14. Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles

Capacidad de drenaje	% de tiempo en el que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación.			
	Menos del 1 %	1 a 5 %	5 a 25 %	Más del 25 %
Excelente	1,40 – 1,35	1,35 – 1,30	1,30 – 1,20	1,20
Bueno	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,15 – 1,00	1,00
Regular	1,25 – 1,15	1,15 – 1,05	1,00 – 0,80	0,80
Malo	1,15 – 1,05	1,05 – 0,80	0,80 – 0,60	0,60
Muy malo	1,05 – 0,95	0,95 – 0,75	0,75 – 0,40	0,40

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

Tabla 2-15. Coeficientes de drenaje para pavimentos rígido

Capacidad de drenaje	% de tiempo en el que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación.			
	Menos del 1 %	1 a 5 %	5 a 25 %	Más del 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	1,00 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90
Malo	1,10 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80
Muy malo	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80 – 0,70	0,70

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

2.1.6.15 Método AASHTO-93. Pavimento de concreto asfáltico

Para el diseño estructural de pavimentos flexibles según el método está basado en la determinación del número estructural “SN” que debe soportar el nivel de carga exigido por el tipo de tráfico.

2.1.6.15.1 Determinación del número estructural (SN) para pavimentos flexibles

El método de diseño de la AASHTO para la determinación del número estructural requerido se lo realiza con la siguiente formula de diseño:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9,36 \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log(\Delta PSI)}{4,2 - 1,5} + 2,32 \log M_R - 8,07$$

$$40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}$$

Donde:

W18= Tráfico equivalente o ESALs.

ZR = Factor de desviación normal para un nivel de confiabilidad R.

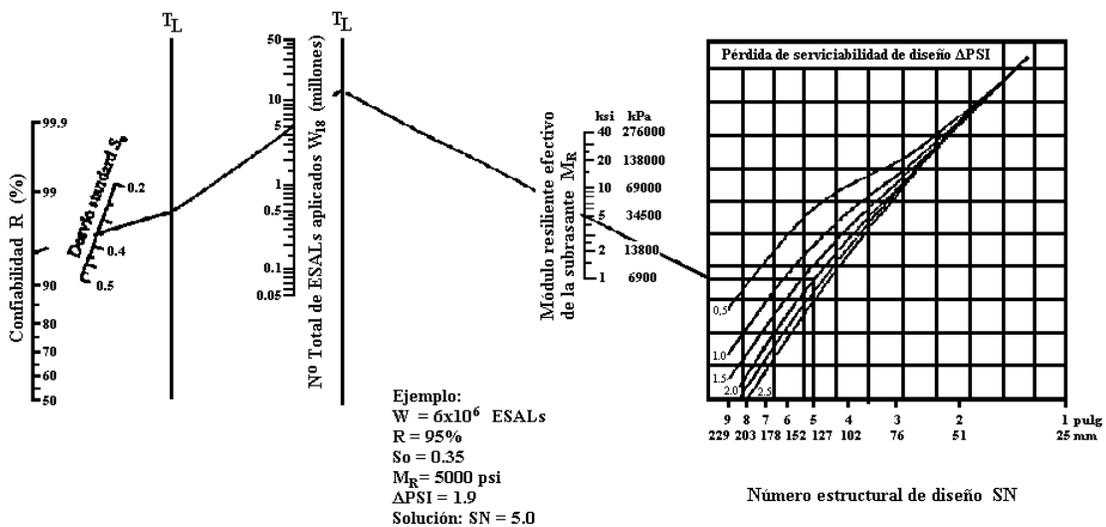
So = Desvío estándar.

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado. MR = Módulo de resiliencia efectivo de la subrasante.

SN = Número estructural.

También se determina SN a través de ábacos de la figura 2-9, que es mucho más rápido, pero menos preciso

Figura 2-9. Ábaco de diseño para pavimentos flexibles



Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

2.1.6.15.2 Determinación de espesores por capa

El pavimento flexible su estructura está formada por un sistema de varias capas, por lo tanto, debe dimensionarse cada una de ellas considerando sus características mecánicas y físicas propias.

Una vez determinado el número estructural SN para la sección estructural del pavimento, se requiere determinar una sección multicapa, que en conjunto provea una suficiente capacidad de soporte, equivalente al número estructural de diseño. Para este fin se utiliza la siguiente ecuación que permite obtener los espesores de la capa de rodamiento o carpeta, de la capa base y de la subbase:

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3$$

Donde:

a_1 , a_2 y a_3 = Coeficientes estructurales de capa de carpeta, base y subbase respectivamente.

D_1 , D_2 y D_3 = Espesor de la carpeta, base y subbase respectivamente, en pulgadas. m_2 y m_3 = Coeficientes de drenaje para base y subbase, respectivamente.

En tabla 2-16, se muestran los espesores mínimos para carpetas asfálticas y bases granulares, sugeridos en función del tránsito, por el método AASHTO-93.

Tabla 2-16. Espesores mínimos, en pulgadas, en función de los ejes equivalentes

Tránsito (ESAL's)	Carpetas de concreto (plg)	Bases granulares (plg)
Menos de 50.000	1,0 o T.S.	4,0
50.001 – 150.000	2,0	4,0
150.001 – 500.000	2,5	4,0
500.001 – 2.000.000	3,0	6,0
2.000.001 – 7.000.000	3,5	6,0
Mayor de 7.000.000	4,0	6,0

T.S. = Tratamiento superficial

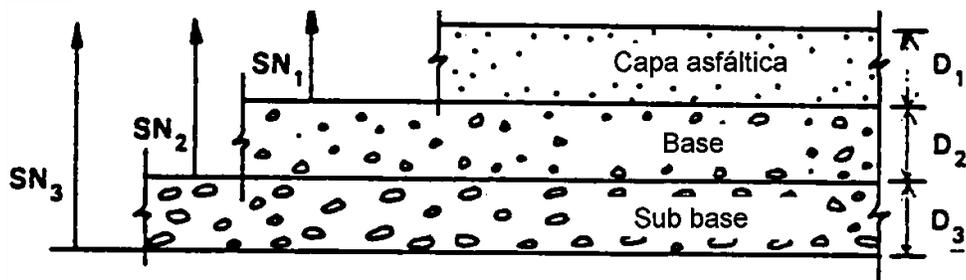
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

El caso particular de los tratamientos superficiales únicamente es factible para tráfico reducido menor a los 50.000 ejes equivalentes, por tanto, no es conveniente diseñar esta alternativa para tráficos elevados o períodos de vida superiores a los 4 a 5 años, puesto que por sus propias características es muy difícil que supere este período de vida útil.

2.1.6.16 Espesores mínimos en función del SN

Esta metodología se basa en el concepto de que las capas granulares no tratadas deben estar protegidas de tensiones verticales excesivas que les producirían deformaciones permanentes. El proceso está indicado en la figura 2-10 y se explica a continuación:

Figura 2-10. Procedimiento para determinar espesores mínimos de capas



Fuente: Diseño de pavimentos – AASHTO 93

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3$$

$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN_1^* = a_1 D_1 > SN_1$$

$$D_2^* = \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2}$$

$$SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2$$

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3}$$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* \geq SN$$

Donde:

a_1, a_2, a_3 = Son los coeficientes estructurales o de capa, adimensionales.

m_1, m_2, m_3 = Son los coeficientes de drenaje.

D_1, D_2, D_3 = Son los espesores de capas, en pulg. o mm, en este sentido, el número estructural llevara las unidades de los espesores de las diferentes capas del pavimento.

Este procedimiento no es aplicable para determinar espesores de capas sobre otras que tengan un módulo resiliente mayor de 280 MPa (40000 psi). En este caso el espesor de la capa situada encima será establecido en base a la relación costo – eficiencia y espesores mínimos desde el punto de vista constructivo.

2.1.7 Costos de construcción

La elaboración de los costos es uno de los factores más importantes que se debe tener en cuenta en la construcción de obras, con la finalidad de saber el precio total de una obra, el cual es producto de la sumatoria de distintos ítems componentes del presupuesto total de obra. Es indispensables realizar el análisis de precios unitarios de cada una de las actividades con sus incidencias directas e indirectas.

Costos directos

Costo de materiales.

Costo de mano de obra.

Herramienta y equipo. Beneficios sociales.

Costos indirectos

Gastos generales e imprevistos.

Utilidad.

Impuestos.

2.1.7.1 Costos directos

El costo directo se conforma de tres componentes que dependen del tipo de actividad que se está realizando el costo. La estructura que tienen los costos unitarios en cada ítem de construcción, está conformada por:

Materiales e insumos

Mano de obra.

Maquinaria y equipo

2.1.7.2 Costos indirectos

Los costos indirectos son los gastos que por su naturaleza son de aplicación a las obras ejecutadas en un tiempo determinado, comprendiéndose dentro de los siguientes aspectos:

Beneficios sociales y de trabajo.

Amortización o alquiler de maquinaria, equipo y herramientas.

Gastos generales en los que están comprendidos los siguientes rubros:

Alquiler de oficinas, alumbrado, teléfono, limpieza y otros.

Sueldos incluyendo cargas sociales del personal administrativo.

Material de escritorio.

Gastos de movilidad, representación y viáticos del personal superior y administrativo.

Gastos de inscripción y permanencia en diferentes instituciones.

Gastos en la compra de documentos de Licitación y otros.

Gastos de garantía: (buena ejecución, cumplimiento de contrato, seriedad de propuesta, correcta inversión de anticipo, etc.)

Utilidad que es un porcentaje del costo, determinado por la Empresa.

Pago de impuestos de financiamiento a diferentes instituciones.

Pago de impuestos de valor agregado y a las transacciones.

2.2 Marco normativo

- **Estudio de suelos:** Para los ensayos de caracterización de suelos se utilizará el manual de ensayos de suelos y materiales *suelos, proporcionados por la ABC para los siguientes ensayos:

S0202. Procedimientos para la preparación de muestras de suelos por cuarteo (AASHTO T248)

Mediante estos procedimientos, se pueden dividir las muestras de suelos obtenidas en el campo, para obtener porciones que sean representativas y que tengan los tamaños adecuados para los diferentes ensayos que se necesite desarrollar.

S0301. Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelo, roca y mezclas de suelo-agregado (ASTM D2216)

Este método cubre la determinación de laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelo, roca, y mezclas de suelo-agregado por peso.

S0302. Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D422; AASHTO T88)

Permite, mediante tamizado, determinar la distribución por tamaños de las partículas mayores que 0,075 mm, de una muestra de suelo.

Determinación del límite líquido de los suelos (ASTM D4318; AASHTO T89)

Establece el procedimiento para determinar el límite líquido de los suelos, mediante la máquina Casagrande.

S0305. Determinación del límite plástico e índice de plasticidad (ASTM D4318; AASHTO T90)

Establece el procedimiento para determinar el Límite Plástico y el Índice de Plasticidad de los suelos.

S0403. Relaciones de peso unitario – humedad en los suelos – método modificado (ASTM D422; AASHTO T180)

Establece el procedimiento para determinar la relación entre la humedad y la densidad de un suelo, compactado en un molde normalizado, mediante un pisón de 4,5 Kg. en caída libre, desde una altura de 460 mm, con una energía específica de compactación de 2,67 J/cm³ (27,2 kg cm/cm³).

S0404. Determinación de la relación de soporte del suelo en el laboratorio (cbr de laboratorio) (ASTM D1883; AASHTO T193)

Establece el procedimiento para determinar un índice de resistencia de los suelos, conocido como Razón de Soporte de California (CBR).

El ensayo se realiza normalmente a suelos compactados en laboratorio, con la humedad óptima y niveles de energía variables

- **Diseño geométrico**

Decreto supremo N° 28946 del estado plurinacional de Bolivia en su artículo 25 ((EXPROPIACIONES Y SERVIDUMBRES)

Indica los diferentes escenarios que se pueden presentar a la hora de realizar una expropiación o servidumbre para poder estudiar más alternativas de trazo en una carretera y la manera correcta de actuar ante ellos.

D.S. No. 25134 de fecha 21 de agosto del 1998 (Derecho de Vía)

Esta normativa establece el ancho del derecho de vía sólo para la red fundamental, e indica que caso de no contar con la base legal del DV correspondiente se deberá asumir dicho valor.

- **Diseño estructural:** Para el diseño estructural se hacen uso de las siguientes normativas:

Ley N° 1769 sobre pesos y dimensiones permisibles para la circulación en carreteras de vehículos automotores

2.3 Marco referencial

- **Manuales Técnicos para el Diseño de Carreteras en Bolivia V3-** Hidrología y Drenaje

Test de Kolmogórov-Smirnov. - es un test no paramétrico que permite probar si dos muestras provienen del mismo modelo probabilístico. Como caso particular se puede usar para determinar si un modelo probabilístico se ajusta a una muestra.

Obtención de curvas IDF a partir de datos pluviométricos

Indica la metodología para calcular una ecuación de Intensidad en función de la duración de lluvia y periodo de retorno, a partir de datos de precipitaciones máximas en 24h dichos datos están disponibles en instituciones como PROMIC, AASANA y SENHAMI.

Estimación de los caudales de diseño mediante métodos indirectos (Método Racional Modificado)

El método racional se ha utilizado ampliamente para la determinación de caudales de diseño en carreteras, debido a su simplicidad y lógica.

- **Villón (2005).” Diseño de Estructuras Hidráulicas”**

En su texto explica los parámetros para el diseño de alcantarillas que se debe tener en cuenta de acuerdo a las características de la carretera, volumen de precipitación registrado en la zona durante los últimos años.

- **Manuales Técnicos para el Diseño de Carreteras en Bolivia V1- Diseño Geométrico**

Controles básicos.

Da inicialmente los factores que intervienen en la definición de las características de las carreteras y caminos, distinguiéndose aquellos funcionales, físicos, de costo, humanos y ambientales; para luego desarrollar una ponderación cualitativa de los más relevantes. A partir de lo anterior se desarrollan los criterios que deberá considerar el Proyectista para definir las características de la ruta, atendiendo a la función asignada, la demanda y característica del tránsito, los conceptos de velocidad que intervienen en el diseño (Velocidad de Proyecto, Velocidad Específica de los elementos curvos, Velocidad de Operación del conjunto de usuarios y Velocidad Percentil 85%), los que reemplazan al antiguo concepto de Velocidad de Diseño

Diseño geométrico del trazado

Da límites normativos y recomendaciones que deberá emplear el proyectista para el diseño en la planta y el alzado que son los siguientes Distancia de Visibilidad, Verificación de las Distancias de Visibilidad, Trazado en Planta, Trazado en Alzado y Directrices para el Diseño Espacial de una Carretera.

La sección transversal

Establece las dimensiones de los elementos de la plataforma: calzada, bermas, medianas y sobreancho de la plataforma (SAP), los que son función básicamente de la velocidad de proyecto y de la demanda prevista al año horizonte del proyecto. El concepto de “SAP” incorpora mayores anchos a este elemento en función de la Velocidad de Proyecto, con el objeto de dar cabida a los elementos de seguridad vial, cuyas dimensiones y huelgas respecto del borde de la berma aumentan en función de la Velocidad de Proyecto. Los elementos asociados a la plataforma de subrasante, taludes y cunetas, son objeto de normas específicas, en las que se han incorporado las nuevas tendencias.

- **Diseño de Pavimientos Método AASHTOO-93** editado por el instituto Nacional de Carreteras de Estados Unidos (NHI) realizada por el Ing. Oscar V. Cordo.

En la metodología AASHTO-93 para diseño de estructuras de pavimento flexible, se presenta un modelo o ecuación a través de la cual se obtiene el parámetro llamado número estructural (SN) cuyo valor además de ser un indicativo del espesor total requerido del pavimento, es función del tránsito y la confiabilidad entre otros.

2.4 Análisis del aporte teórico hacia el trabajo de investigación

La teoría consultada tanto de libros, normativas y manuales son de gran apoyo para la ejecución de este proyecto ya que dirigen el camino hacia la obtención de la alternativa del trazo de camino más óptimo tanto técnico como económicamente.

CAPÍTULO III

DISEÑO METODOLÓGICO Y RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN

CAPÍTULO III

DISEÑO METODOLÓGICO Y RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN

3.1 Criterios del diseño metodológico

Unidad de estudio o muestra

km

Población

Área de influencia que comprende entre las comunidades de La Calama a Chaupiloma, dando su inicio en desvío de la Calama y culminando en la comunidad de Chaupiloma

Muestra

camino que comprende entre las comunidades La Calama-Chaupiloma, que cuenta con un kilometraje de 6+045km

3.2 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas:

En este proyecto se utilizará la técnica de la observación, porque se realizará una inspección ocular previa a toda el área en estudio. Entre otras tenemos

Estudio de topografía.

Estudio de perfil longitudinal.

Estudio de secciones transversales.

Análisis de suelos.

Análisis estadístico de datos.

Análisis hidrológico.

Instrumentos:

Se requerirá de una serie de herramientas especializadas tanto como para el levantamiento de topografía del área en estudio, como para el análisis de las características mecánicas del suelo.

Estación total

Prismas

Radios

Cámara fotográfica

Winchas

Horno

Tamices

Bandejas

Balanzas

3.3 Métodos de análisis de datos

Los datos topográficos que se obtendrán del área en estudio, se analizarán utilizando los programas de ordenador como, AutoCAD y AutoCAD Civil 3D además estos programas cuentan con las herramientas necesarias para realizar y procesar datos concernientes al diseño geométrico, también se emplearan Microsoft Office Excel, Microsoft Office Word y Microsoft Power Point, que servirán para realizar el material de gabinete que vendría hacer el informe, memorias de cálculos y material audiovisual.

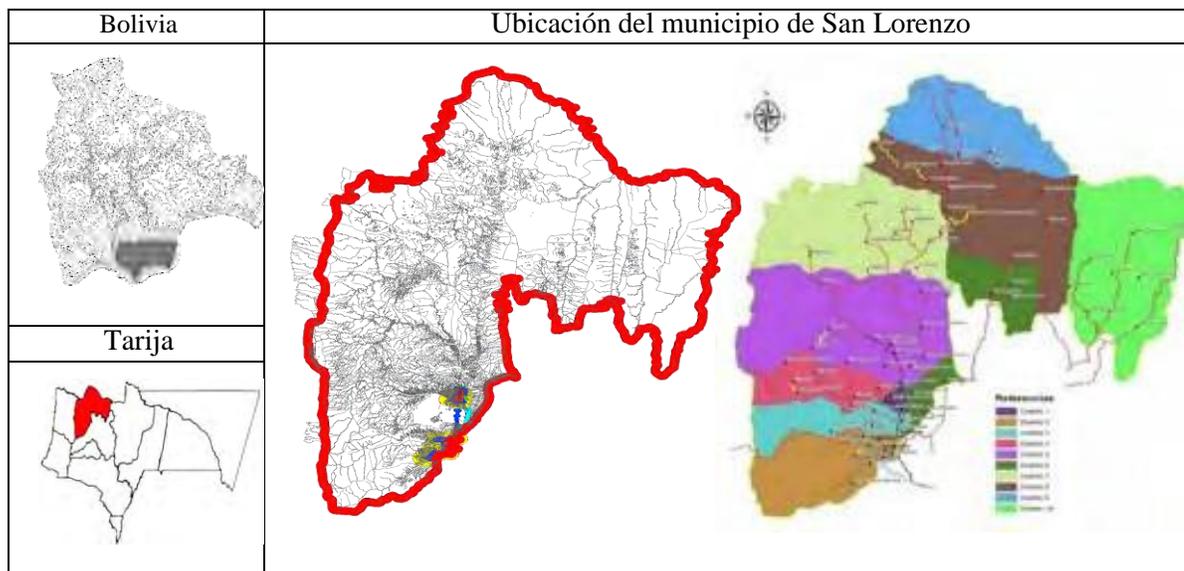
El estudio de suelos, se obtendrán los resultados a partir de ensayos realizados en el laboratorio de suelos de la UAJMS.

El análisis de costos y presupuestos se realizará utilizando los softwares, tales como: Microsoft Office Excel, Microsoft Office Word.

3.4 Aspectos espaciales

3.4.1 Ubicación geográfica

Figura: 3-1 Ubicación geográfica de San Lorenzo



Fuente: PDM San Lorenzo 2013-2017

San Lorenzo se encuentra localizada en la parte Norte del departamento de Tarija, con una orientación Noroeste, en proximidad de la serranía de la cordillera de Sama y se prolonga hasta Tomatitas; geográficamente, el municipio, se encuentra entre los: 20° 55' 52" Latitud Sud – 64° 42' 09" Longitud Oeste, con referencia al norte y 21° 34' 44" Latitud Sud – 64° 52' 53" Longitud Oeste en su extremo sud.

El Municipio de San Lorenzo, de la Provincia Méndez en el Departamento de Tarija, comprende tanto el área urbana de San Lorenzo capital, con sus 6 barrios y el área dispersa, con 75 comunidades rurales que se encuentran distribuidas en dos zonas; las de la zona baja, que se encuentran ubicados dentro del Valle Central de Tarija, con altitudes que varían desde los 1092 msnm en la parte más baja; por otra, la zona alta, que comprende comunidades como Quebrada de Cajas, Pampa Grande, León Cancha, con altitudes de 2.100 msnm y pasando a elevaciones más altas de 4.300 msnm, en las montañas de la reserva biológica de Sama.

3.4.2 Límites territoriales

El municipio de San Lorenzo, que corresponde a la primera sección, limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con las secciones municipales de Cercado y Avilés, al este con las secciones municipales de Cercado y O'Connor y al oeste con la segunda sección municipal de la provincia Méndez.

3.4.3 Extensión

El Departamento de Tarija tiene una extensión territorial de 37. 623 km² de los cuales el Municipio de San Lorenzo tiene 3.454 Km² (área obtenida de la cartografía ESC:1:250.000), correspondiéndole en cifras relativas el 9,2 % del territorio departamental.

3.5 Aspectos físico naturales

3.5.1 Clima

Por las diferencias de Altitud, Fisiografía, Topografía, Vegetación, corrientes de aire, además de otros factores, la Primera Sección de la Provincia Méndez presenta una variedad de Mesoclimas y Microclimas.

Se puede clasificar en forma general como un clima Semiárido, Fresco, Mesotermal con poco o ningún exceso de agua. Sub Andino, Cabecera de Valle, Valle y Subtrópico.

Entre las localidades más representativas de esta unidad climática se tiene a San Lorenzo, Canasmoro, Tucumillas, Sella, Alto Cajas, León Cancha.

3.5.2 Temperaturas máxima y mínima

La temperatura Media Anual es de 16.7° C., la Máxima Media Anual de 25.8 °C, y la Mínima Media de 8.85 °C. La Máxima Extrema en el período de Referencia 1986 – 1993, ha sido de 38.82 °C, y la Mínima Extrema de -9.02 °C. En la zona Alta la temperatura media está alrededor de los 15 °C.

Referente a la insolación que se presenta en la Sección, se tiene que la media anual es de 6.5 hrs./día, siendo la máxima media de 8.0 hrs./día que corresponde al mes de agosto y la mínima que se presenta en enero con 5.5 hrs./día

3.5.3 Vientos

Se presenta vientos débiles a moderados de dirección variable de origen local, el régimen normal de vientos en el Municipio de San Lorenzo, que corresponde en gran parte a los Valles interandinos, está determinado por el ingreso de masas de aire denso a través de la formación geológica de la falda de la Queñua, razón por la cual, la intensidad, así como la dirección predominante se modifica al distribuirse tanto hacia el norte como al sur, de este punto de referencia.

Este aspecto hace que el impacto directo del viento inicialmente se manifieste en la zona alta del Municipio de San Lorenzo, en el que la dirección predominante es al sureste, dirección que se conserva con muy poca variación, cuando el viento avanza hacia el norte; sin embargo, cuando se extiende hacia el sur la dirección del viento cambia hacia noreste, principalmente en la cuenca del río Guadalquivir o sea la misma orientación que tiene esta cuenca

Tabla 3-1 Clasificación de vientos según Beaufort

Municipio	Estación	V. del viento (Km/hr)	Clasificación	Denominación
El Puente	Campanario	13,6	3	Viento Flojo o pequeña brisa
Cercado	Sella Quebradas	5,2	1	Ventolina o brisa muy ligera
San Lorenzo	Coimita	4,2	1	Ventolina o brisa muy ligera
San Lorenzo	Canasmoro	3,7	1	Ventolina o brisa muy ligera

Fuente: PDM San Lorenzo 2013-2017

3.5.4 Riegos climáticos

3.5.4.1 Heladas

En la Sección y particularmente en el área de Canasmoro, generalmente se tiene un período medio, libre de heladas, de 260 días. Además, se puede indicar que el período de ocurrencia de la primera helada está alrededor del 20 de mayo y la última a fines de agosto.

3.5.4.2 Lluvias

En la Sección se presenta un promedio anual de 76 días de lluvias, siendo el año 1979 la máxima con 108 días y en 1976 la mínima con 56 días

3.5.4.3 Riadas

Debido a la concentración de las precipitaciones en un corto periodo de tiempo los torrentes y riadas ocurren con frecuencia con las consecuentes pérdidas de terrenos agrícola, ganado y en algunos casos viviendas y vidas humanas. Se han observado precipitaciones máximas en 24 horas de 38,8 mm y años muy lluviosos que registran una lámina 959,1 mm de agua.

Las inundaciones y/o riadas se presentan en el área de influencia de la capital de la 1ra. Sección de la Provincia Méndez, por el desborde del río Calama, además de otros ríos como el Equis, La Victoria, Sella, etc.

3.5.4.4 Sequias

Un fenómeno climático que se acentúa a fines de la primavera y principios del verano. Algunos años los días con lluvia son menores al promedio (76 días) registrándose un mínimo de 56 días con lluvia y una lámina de 408,5 mm.

La oferta de agua para fines agrícolas y de consumo es suficiente, sin embargo, la capacidad de retención de los suelos se ve afectada por la velocidad de escorrentía superficial, a causa de las pendientes pronunciadas y la escasa vegetación existente en las cabeceras de las cuencas. Este fenómeno también restringe el uso de aguas subterráneas por la menor recarga de los acuíferos en la zona montañosa

3.5.5 Suelos

Por su geomorfología, los suelos son moderadamente desarrollados, poco profundos a profundos, con leves a fuertes limitaciones por erosión originados a partir de sedimentos Fluvio Lacustres, Aluviales y Coluviales

Los suelos que están ubicados en las proximidades de la localidad de San Lorenzo. Fisiográficamente se sitúan sobre aluviones recientes, con relieve topográfico plano o casi

plano. Son suelos imperfectamente drenados, no presentan problemas de erosión significativa. Tienen un nivel de fertilidad medio, donde los contenidos de materia orgánica y nitrógeno son medios, de fósforo medios a altos y de potasio bajos a medios. El ph es neutro a ligeramente alcalino y no presenta problemas de salinidad.

3.6 Descripción del tramo

El proyecto de apertura de camino, que une las comunidades de La Calama- Chaupiloma, con inicio en un cruce en el camino que unen las comunidades de La Calama y Villa Esperanza (a 1 km del cruce La Calama- Villa Esperanza), con una longitud de 6.038 m y tiene fin en la comunidad de Chaupiloma. La ubicación del proyecto se encuentra en un terreno con características de zona Subandina, de precipitaciones frecuentes así, como también temperaturas mínimas, el suelo presenta características arcillosas, la población que se beneficiara con el proyecto es de aproximadamente unas 118 familias.

Geográficamente está delimitado por Norte: Marquiri; Este: La Calama; Sur: Villa Esperanza, Jurina; Oeste: Chaupiloma, Tucumillas. La zona de estudio se encuentra a una altitud promedio de 2411 msnm. El sector se caracteriza por tener un terreno topográfico con fuertes pendientes.

Tabla 3-2 Ubicación del proyecto

Departamento	Provincia	Municipio	Comunidad o cantón
Tarija	Méndez	San Lorenzo	Chaupiloma

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3-3 Coordenadas geográficas del inicio del tramo

Latitud sur	21°24'54,82"S
Longitud oeste	64°48'27,16"O
Altitud (msnm)	2156.258

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3-4 Coordenadas UTM del inicio del tramo

X	3126.59.335
Y	7630825.113
Zona	20K
Altitud (msnm)	2156.258

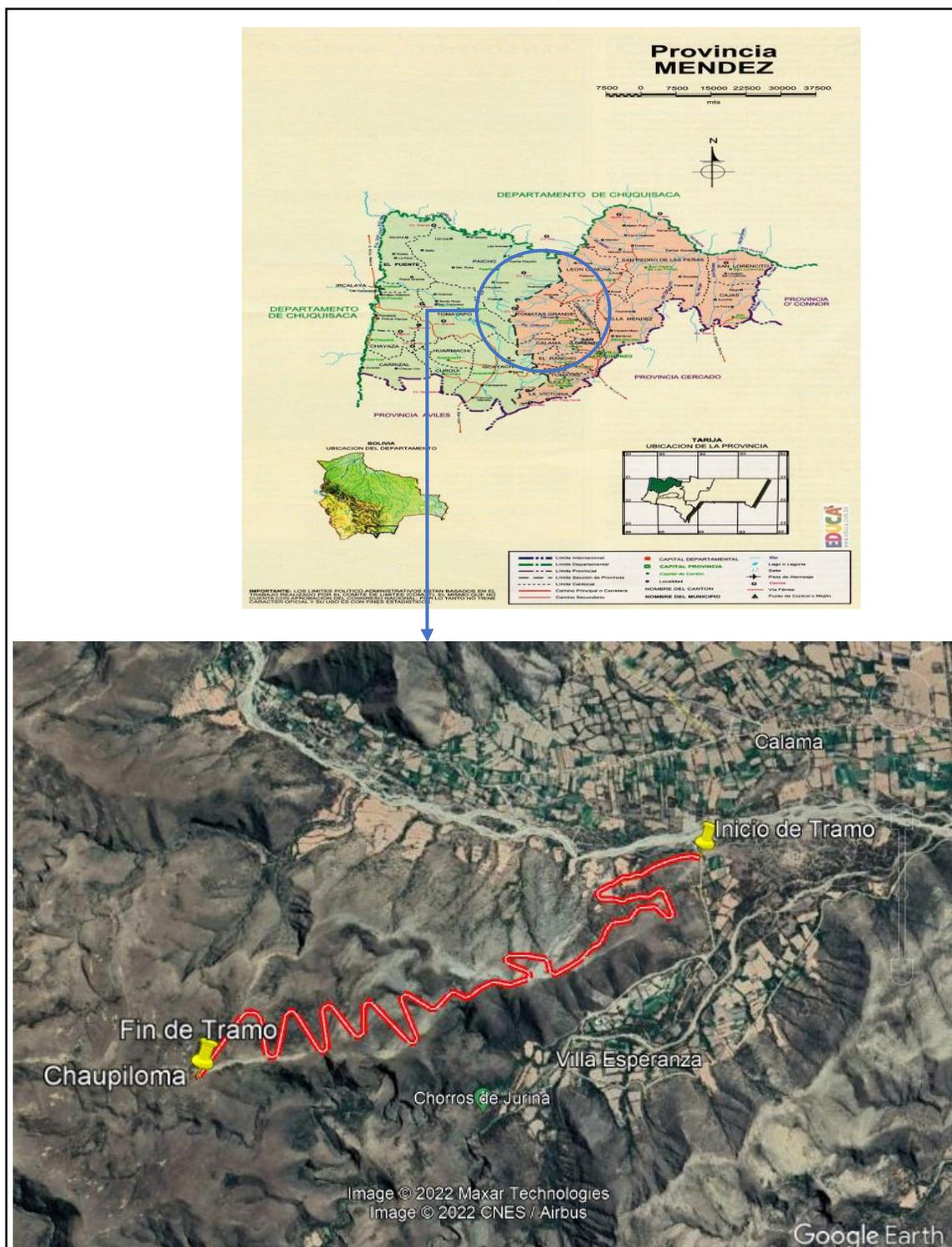
Fuente: Elaboración propia

Tabla 3-5 Población de área rural cercanas al proyecto (comunidades)

Descripción	Población	Hombres	Mujeres	Nº de familias	Área
La Calama	711	371	340	200	Rural
Villa Esperanza	90	52	38	29	Rural
Chaupiloma	36	20	16	30	Rural

Fuente: Plan de desarrollo municipal 2013 – 2017 San Lorenzo

Imagen 3-1 Ubicación geográfica



Fuente: Google Earth y elaboración propia

3.7 Estudios complementarios

3.7.1 Estudio topográfico

Para la ejecución de un diseño geométrico es necesario partir de las características topográficas del terreno donde va a ser ejecutada la obra, para ello es necesario recurrir a la topografía la cual nos ayudará a realizar un levantamiento topográfico del lugar para obtener la representación gráfica de las características del terreno del lugar de emplazamiento del proyecto.

La forma que se trabajó sigue los siguientes pasos:

Paso 1 Reconocimiento del lugar. Primeramente, se hizo un análisis de una topografía digital obtenida del Programa Google Abarth, para definir cuál sería la mejor opción de trazo, posteriormente se hizo un recorrido para verificar el trazo definido de la topografía digital.

Paso 2. Obtención de BMs. Para ello se hizo uso de un GPS y también se contó con apoyo del Ingeniero encargado del Laboratorio de Topografía, realizando la ubicación de los BMs a las máximas distancias de visibilidad que se tenía de un punto a otro.

Paso 3. Levantamiento de secciones transversales. Partiendo de los BMs obtenidos y con el apoyo del equipo de estación total se procedió a hacer el levantamiento de secciones transversales, que consistieron en franjas de maso menos 30-40-50 metros de ancho a cada lado del trazo definido en la topografía digital, esto dado a la dificultad que presentaba el terreno para poder escalar, también cabe señalar que por tratarse de un terreno muy escarpado se requirió contratar 2 alarifes para agilizar el trabajo.

En nuestro diseño se tomó de referencia para la ubicación de BMs en rocas y también haciendo uso de estacas.

Imagen 3-2 Obtención de BMs con GPS



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3-3 Ubicación de BM-1



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3-4 Levantamiento con estación total



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3-5 Posicionamiento de estación total



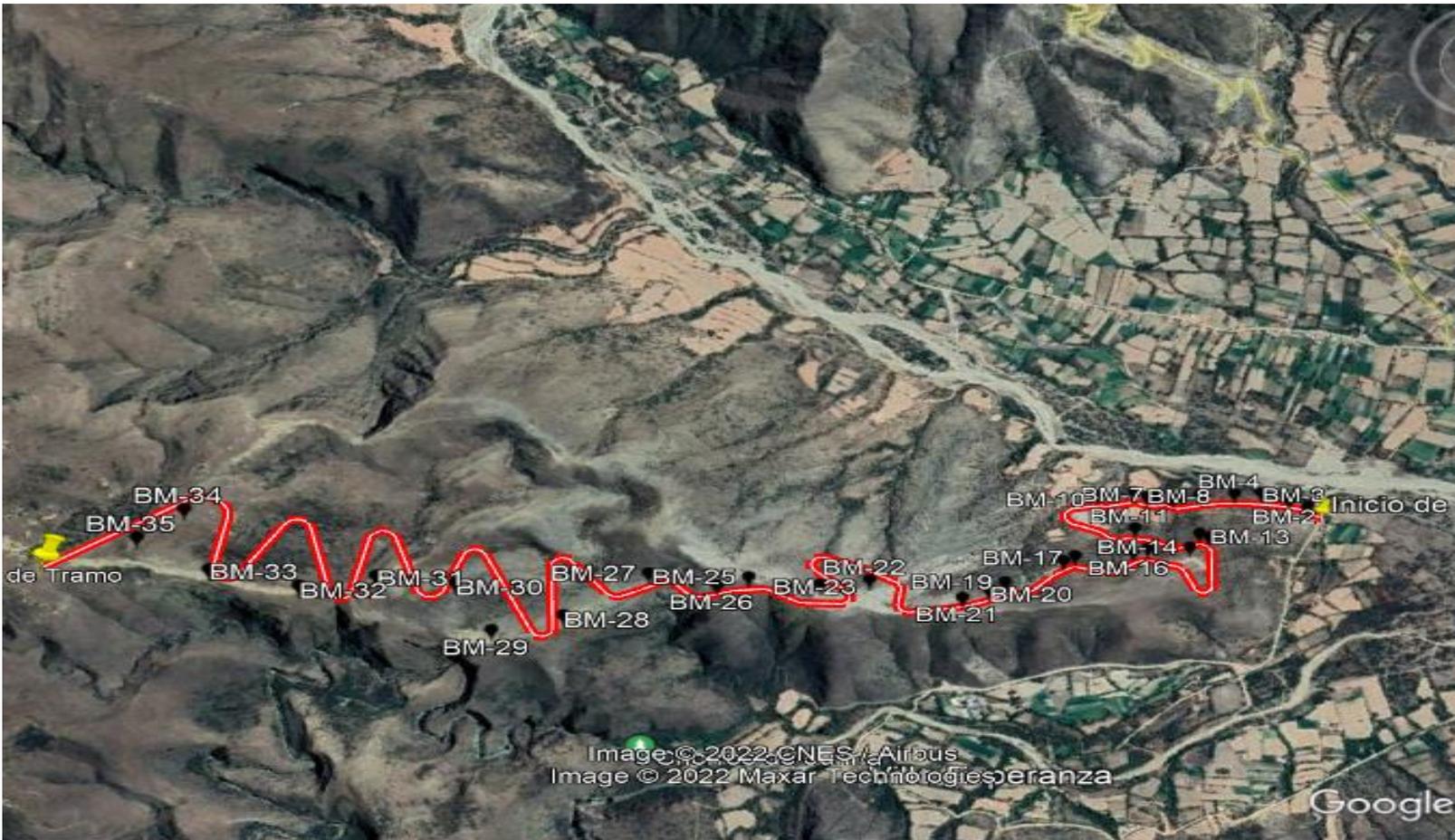
Fuente: Elaboración propia

Tabla 3-6 Ubicación de BMs

BMs	Norte	Este	Altitud
BM1	7630818,20	312630,72	2161,02
BM2	7630823,60	312578,54	2166,41
BM3	7630827,10	312501,76	2167,69
BM4	7630804,30	312435,24	2172,26
BM5	7630772,00	312350,21	2175,68
BM6	7630734,60	312288,18	2176,92
BM7	7630736,60	312243,58	2181,02
BM8	7630723,30	312221,75	2182,88
BM9	7630729,10	312184,62	2185,77
BM10	7630687,90	312100,65	2192,22
BM11	7630602,40	312218,69	2220,92
BM12	7630634,20	312378,25	2233,02
BM13	7630629,50	312405,36	2234,25
BM14	7630579,40	312364,47	2250,14
BM15	7630541,40	312262,18	2266,29
BM16	7630519,30	312230,26	2269,87
BM17	7630460,20	312094,11	2290,42
BM18	7630434,80	312070,29	2292,38
BM19	7630319,50	311951,67	2320,40
BM20	7630282,70	311920,15	2328,38
BM21	7630236,50	311867,42	2339,27
BM22	7630227,30	311630,89	2362,30
BM23	7630175,50	311521,91	2383,14
BM24	7630143,70	311445,09	2394,01
BM25	7630148,90	311349,53	2404,79
BM26	7630098,40	311286,68	2406,72
BM27	7630089,60	311120,25	2420,29
BM28	7629800,20	310833,63	2484,47
BM29	7629930,20	310711,91	2513,61
BM30	7629812,90	310377,49	2554,99
BM31	7629804,90	310174,52	2579,66
BM32	7629978,50	310073,17	2610,42
BM33	7629861,70	310006,10	2621,15
BM39	7629771,30	309392,62	2667,73

Fuente: Elaboración propia

Imagen 3-6 Ubicación de BMs



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3-7 Punto de levantamiento topográfico

Punto	Norte	Este	Altitud
BM1	7630818,19	312630,72	2161,02
izq.	7630771,83	312649,26	2161,54
BM2	7630823,57	312578,54	2166,41
izq.	7630775,12	312628,83	2163,57
izq.	7630803,66	312639,95	2161,02
izq.	7630812,60	312659,35	2157,00
calle	7630822,80	312659,59	2156,51
izq.	7630801,72	312655,52	2158,00
calle	7630827,22	312659,43	2156,00
der	7630840,66	312663,78	2153,77
calle	7630821,91	312649,54	2157,64
calle	7630829,29	312649,61	2156,66
der	7630833,42	312650,66	2155,88
calle	7630832,68	312636,09	2158,56
calle	7630825,30	312647,87	2156,66
der	7630842,29	312651,67	2154,25
izq.	7630780,69	312594,26	2168,31
izq.	7630807,53	312617,09	2163,10
izq.	7630821,81	312627,02	2160,95
calle	7630829,56	312628,87	2159,05
talud	7630827,50	312628,34	2160,00
der	7630838,64	312640,01	2156,51
calle	7630834,27	312624,42	2159,40
dar	7630845,13	312633,61	2156,54
izq.	7630796,46	312571,75	2170,02
izq.	7630810,96	312594,06	2166,50
izq.	7630785,69	312555,68	2172,82
izq.	7630827,06	312601,72	2162,51
calle	7630834,90	312602,21	2160,83
calle	7630838,44	312598,53	2161,09
der	7630844,70	312602,15	2158,84
talud	7630831,87	312601,46	2161,50
der	7630849,46	312606,02	2158,01
der	7630878,46	312614,29	2158,03

Fuente: Elaboración propia

NOTA: El total de los puntos se encuentran en Anexo 1 Puntos de levantamiento topográfico.

3.7.2 Estudio geotécnico

El estudio geotécnico pretende la investigación y determinación de la ubicación, calidad y sus características físico - mecánicas de los materiales que conforman la sub rasante Y bancos de préstamo, para el uso en los diferentes elementos estructurales, garantizando que estos materiales sean los más adecuados para cada una de las obras que interviene en la ejecución de la carretera.

La investigación geotécnica, se sub dividió en tres etapas las cuales se describen a continuación.

Trabajo de campo

El trabajo de campo consistió en la excavación manual de 11 muestras de suelo a lo largo del tramo donde se emplazará la futura carretera, con una distancia promedio entre ellos de 600m. aproximadamente, con una profundidad mínima entre 30 cm a 1m., obteniendo de cada muestra una cantidad aproximada de muestra de 50 Kg, con la finalidad de conocer la distribución de los diferentes materiales determinados en cada punto de exploración de la subrasante.

Imagen 3-7 Excavación manual



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3-8 Extracción de muestra



Fuente: Elaboración propia

Trabajo de laboratorio

Una vez que se recolectaron las distintas muestras en las cantidades necesarias, se procedió a efectuar con cada una de ellas los siguientes ensayos de laboratorio:

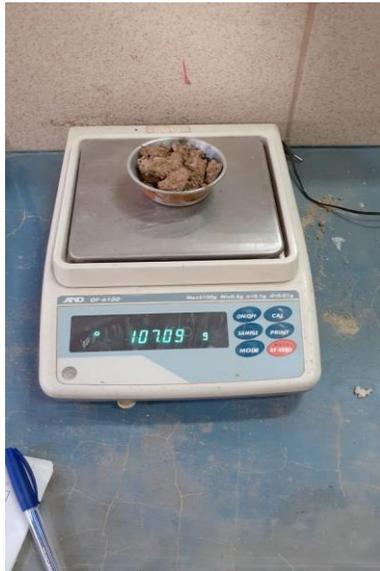
- Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelo, roca y mezclas de suelo-agregado (ASTM D2216).
- Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D422; AASHTO T88).
- Determinación del límite líquido de los suelos (ASTM D4318; AASHTO T89).
- Determinación del límite plástico e índice de plasticidad (ASTM D4318; AASHTOT90).
- Ensayo compactación (ASTM D422; AASHTO T180).
- Determinación de la relación de soporte del suelo en el laboratorio (CBR de laboratorio) (ASTM D1883; AASHTO T193).

Contenido de agua (humedad) de suelo, roca y mezclas de suelo-agregado (ASTM D2216)

Procedimiento

- 1.- Enumerar, pesar y registrar 3 taras.
- 2.- Tomar de manera aleatoria 3 muestras del suelo de más de 100g y colocarlas en las taras de manera indistinta.
- 3.- Pesar y registrar las taras con las muestras tomadas y dejarlas en el horno por 24h.
- 4.- Sacar las muestras del horno, pesar y registrar.

Imagen 3-9 Pesaje de muestras



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3-10 Muestras



Fuente: Elaboración propia

Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D422; AASHTO T88)

Procedimiento

- 1.- Realizar un cuarteado con la finalidad de que la muestra sea representativa, obteniendo aproximadamente 5000 gramos o más de este suelo.
- 2.- Ejecutar el “método del lavado”;

2.1.- Dejar saturar el material en un recipiente de metal durante un lapso de 24 horas.

2.2.- Una vez saturado se coloca el material en el tamiz N°200 y con ayuda de agua se empezó a lavar el suelo, hasta que el agua pasante tome aspecto más claro.

3.- El material retenido en el tamiz N°200 se introduce en un recipiente y se procede a secar en el horno por 24h.

4.- Re tamizar el material seco por las mallas, 2", 1 ½", 1", ¾", ½", 3/8", N°4, N°10, N°30, N°40 y N°200 por un lapso de 20min.

5.- Pesar y registrar el material retenido en cada tamiz.

Imagen 3-12 Lavado de muestras



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3-11 Muestra tamizada



Fuente: Elaboración propia

Límites de Atterberg LL (ASTM D4318; AASHTO T89), LP (ASTM D4318; AASHTO T90)

Se ensayaron las muestras que pasaron por el tamiz N°40, en una cantidad de 150 gramos aproximadamente.

Para la determinación del Límite Líquido, se aplicó el aparato de Casagrande

Procedimiento:

1.- Se coloca el material ya preparado, de manera horizontal en el aparato y se realiza la ranura de manera firme en una sola pasada.

2.- Accionar la copa de Casagrande a un ritmo de dos golpes por segundo hasta que en la ranura se produzca una unión de aproximadamente 1,27 cm

El número de golpes aceptables para que se produzca la unión en la ranura debe de estar entre intervalo 15 a 30 golpes, caso contrario se debe repetir el procedimiento

3.- Con ayuda de la espátula realizar dos cortes de manera perpendicular a la ranura, para extraer la porción de suelo que se une y proceder a depositarla en una de las cápsulas anteriormente pesadas e identificadas.

4.- Pesar el suelo húmedo más la cápsula e introducirla en el horno durante 24 horas.

5.- Pesar la muestra seca más la cápsula y registrar dichos datos en la planilla.

6.- Repetir el procedimiento hasta obtener 4 puntos, se aconseja que 2 puntos sean por debajo de 25 golpes y los otros 2 puntos estén por encima de 25 golpes.

Para la determinación del Límite Plástico, se aplicó el método de los rollitos

Procedimiento:

1.- Manipular con las manos el material anteriormente preparado y amasarlo, hasta que lograr manipularlo de manera plástica.

2.- Proceder con la formación de rollitos, rodándolos sobre una base de vidrio, hasta que los mismos alcancen un diámetro aproximado de tres milímetros y sobre estos se perciba pequeñas rajaduras.

3.- Cortar las partes que presenten las rajaduras y colocarlas en taras previamente pesadas y enumeradas hasta que por los menos se tenga 5 gramos de muestra.

4.- Pesar y llevar al horno y dejar secar por 24 horas las muestras.

5.- Pesar la muestra seca y registrar la planilla.

Imagen 3-14 Ensayo para LL



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3-13 Ensayo para LP



Fuente: Elaboración propia

Ensayo compactación (ASTM D422; AASHTO T180)

Para la compactación se utilizó el Proctor T-180

Procedimiento:

- 1.- Tamizar el suelo por el tamiz 3/4" (suelos gruesos) y N° 4 (suelos finos) hasta obtener más de 20kg, la cual se separa en 4 bandejas y se lleva a secar en el horno por 24 horas.
- 2.- Humedecer a diferentes grados cada muestra (4,8,12 y 16 %)
- 3.- Pesar y registrar la probeta Proctor sin collarín
- 4.- Armar la probeta y proceder a compactar con un martillo normalizado en una cantidad de 56 golpes cada capa y por 5 capas, se enrasa y procede a pesar.
- 5.- Desarmar la probeta y se extraer la muestra del corazón de la misma, se coloca en una tara previamente pesada y enumerada, se pesa y se lleva al horno por 24h, posteriormente se pesa la muestra seca.
- 6.- Medir con vernier el diámetro y altura de la probeta.

Todo este proceso de compactado se repite en las 4 muestras.

Imagen 3-15 Humedecimiento de muestra



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3-16 Compactación



Fuente: Elaboración propia

Determinación de la relación de soporte del suelo en el laboratorio (CBR de laboratorio) (ASTM D1883; AASHTO T193)

Procedimiento:

- 1.- Tamizado por el tamiz N° 3/4 (suelos gruesos) y N°4 (suelos finos) aproximadamente 15 kg separar en 3 bandejas y llevar a secar en el horno por 24 horas.
- 2.- Humedecer la muestra hasta alcanzar la humedad óptima determinada mediante el ensayo de compactación.
- 3.- Pesar e identificar las probetas y proceder a compactar con una energía de 12, 25 y 56 golpes y por una cantidad de 5 capas cada molde.
- 4.- Enrasar y pesar las 3 probetas, colocar las pesas y con la ayuda del extensómetro realizar la primera lectura señalando en las probetas la posición de las patas del extensómetro, posteriormente colocar las probetas en una piscina.
- 5.- Realizar la lectura de la expansión por 4 días, posteriormente pesar las probetas y proceder a la ruptura de las mismas

6.- Acabado el ensayo extraer 3 muestras de cada probeta (parte superior, medio e inferior), se pesa y se lleva a secar al horno por 24 horas, posteriormente se pesa.

Imagen 3-18 Medición de expansión



Fuente: Elaboración propia

Imagen 3-17 Ruptura de probeta



Fuente: Elaboración propia

Trabajo de gabinete

Fundamentalmente, el trabajo de gabinete consistió en el cálculo de las magnitudes de los diferentes parámetros geotécnicos, establecidos en las etapas anteriores de trabajo. La clasificación de los suelos, junto con los parámetros geotécnicos obtenidos será utilizada para el dimensionamiento de los diferentes estratos que constituye el paquete estructural del pavimento a diseñar.

Concluidos los ensayos de laboratorio y trabajo de gabinete se presenta el cálculo de todos los parámetros geotécnicos realizados para la muestra N°1 ubicada en la progresiva 0+000 y seguida mente el cuadro resumen de los ensayos realizados y también se hace notar que se puede apreciar el detalle de todos los ensayos para todas las muestras de los suelos en Anexo 2 Estudio geotécnico.

Ensayo de granulometría

Proyecto: Diseño de Ingeniería del tramo

"La Calama- Chaupiloma"

Progresiva: km 0+000

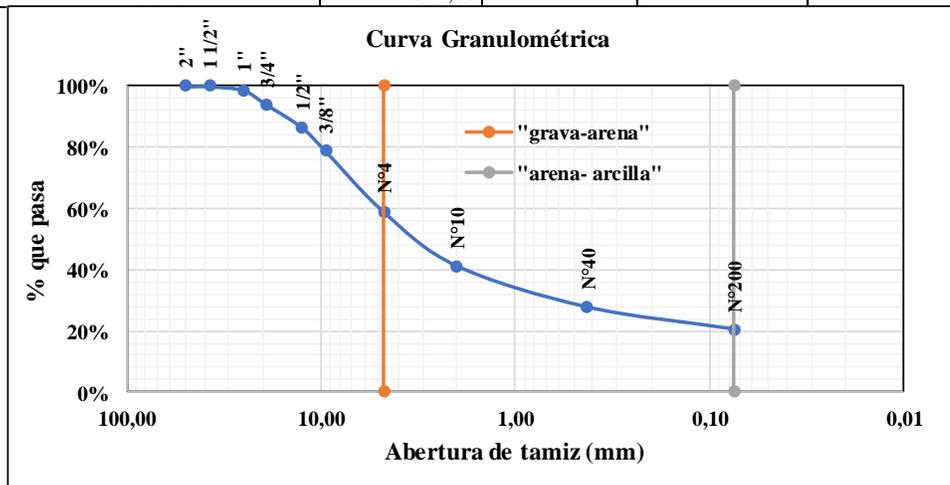
Muestra N°: 1

Laboratorista: Univ. Jaramillo R. Juan C.

Fecha: 22 de abril 2021

Procedencia: "La Calama"

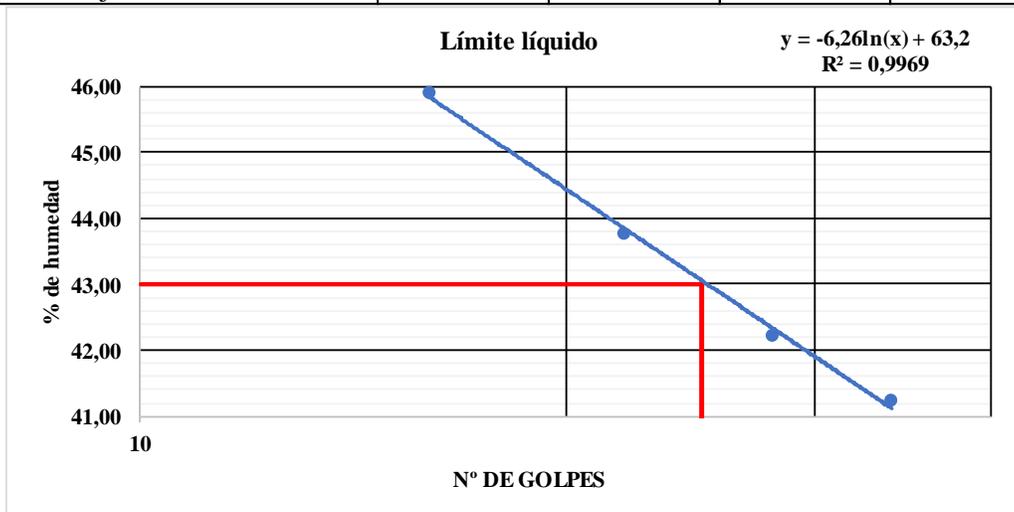
Peso Total (gr)=		4002,68			
Tamices	Abertura (mm)	Peso ret. (g)	Ret. acum. (gr)	Porcentaje	
				Ret. acum	Pasa del total
2"	50,00	0,00	0,00	0,00%	100,00%
1 1/2"	37,50	0,00	0,00	0,00%	100,00%
1"	25,00	49,04	49,04	1,23%	98,77%
3/4"	19,00	188,64	237,68	5,94%	94,06%
1/2"	12,50	297,21	534,89	13,36%	86,64%
3/8"	9,50	303,68	838,57	20,95%	79,05%
N°4	4,75	805,41	1643,98	41,07%	58,93%
N°10	2,00	709,99	2353,97	58,81%	41,19%
N°40	0,43	541,56	2895,53	72,34%	27,66%
N°200	0,08	289,63	3185,16	79,58%	20,42%
<N°200		15,28			
Total		4002,68			



Límites de Atterberg

Proyecto: Diseño de Ingeniería del tramo
 "La Calama- Chaupiloma" Progresiva: km 0+000
 Muestra: 1 Fecha: 22 de abril de 2021
 Procedencia: "La Calama" Laboratorista: Univ. Jaramillo R. Juan C.

Límite líquido				
Capsula N°	1	2	3	4
N° golpes	16	22	28	34
Suelo húmedo + capsula	26,37	25,13	28,89	29,24
Suelo seco + capsula	22,32	21,05	24,03	24,67
Peso de agua	4,05	4,08	4,86	4,57
Peso de capsula	13,50	11,73	12,52	13,59
Peso de suelo seco	8,82	9,32	11,51	11,08
Porcentaje de humedad	45,92	43,78	42,22	41,25



Limite plástico			
Capsula	5	6	7
Peso de suelo húmedo + capsula	16,44	15,47	15,02
Peso de suelo seco + capsula	15,95	14,82	14,44
Peso de agua	0,49	0,65	0,58
Peso de capsula	14,39	12,62	12,44
Peso de suelo seco	1,56	2,20	2,00
Contenido de humedad	31,41	29,55	29,00

Resultado	
Límite líquido (LL)%	43,00
Límite plástico(LP)%	30,00
Índice plástico(IP)%	13,00

Ensayo de compactación Proctor modificado

Proyecto:	Diseño de Ingeniería del tramo "La Calama- Chaupiloma"		Progresiva:	km 0+000
Muestra N°:	1		Laboratorista Univ. Jaramillo	Juan Carlos
Fecha:	22 de abril 2021		Procedencia:	" La Calama"
Golpes/Capa	56	N°Capas:	5	peso de molde (gr): 6470,7
Diámetro del molde	15,17	Altura(cm)	11,6	volumen (cm3): 2096,62

Densidad

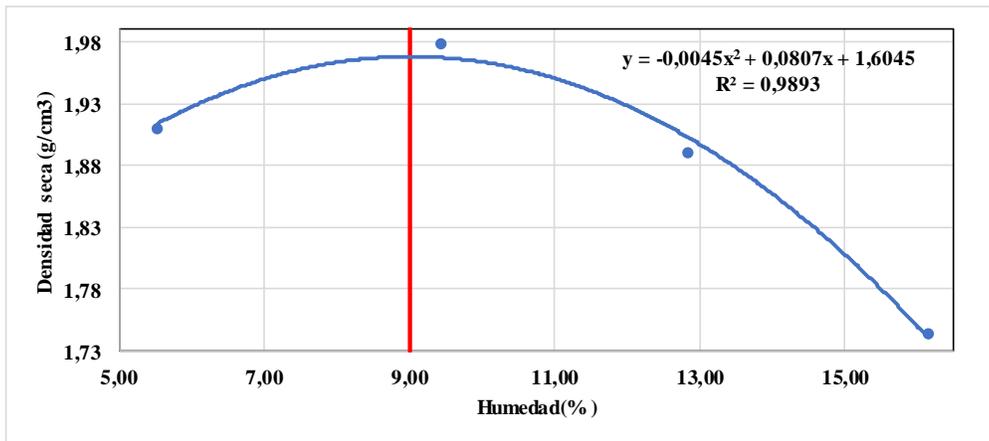
N° de ensayo		1,00	2,00	3,00	4,00
Peso del molde + Suelo húmedo	g	10709,70	11051,40	11018,80	10833,50
Peso del molde	g	6470,70	6470,70	6470,70	6470,70
Peso del suelo húmedo compactado	g	4239,00	4580,70	4548,10	4362,80
Volumen del molde	cm3	2096,62	2096,62	2096,62	2096,62
Densidad húmeda	g/cm3	2,02	2,18	2,17	2,08
Densidad seca	g/cm3	1,91	1,98	1,89	1,74

Humedad

N° recipiente		1,00	2,00	3,00	4,00
Peso del recipiente	g	18,13	18,85	19,65	19,84
Peso de suelo húmedo + recipiente	g	141,59	176,43	137,81	173,80
Peso de suelo seco + recipiente	g	135,13	162,86	124,38	152,39
Peso de agua	g	6,46	13,57	13,43	21,41
Peso de suelo seco	g	117,00	144,01	104,73	132,55
Contenido de Humedad	%	5,52	9,42	12,82	16,15

Densidad máxima seca (g/cm3) = 1,97

Humedad óptima (%) = 9,00



California Bearing Ratio C.B.R.

Proyecto: Diseño de Ingeniería del tramo
 "La Calama- Chaupiloma" Progresiva: km 0+000
 Muestra N°: 1 Laboratorista: Univ. Jaramillo Juan Carlos
 Fecha: 22 de abril 2021 Procedencia: " La Calama"

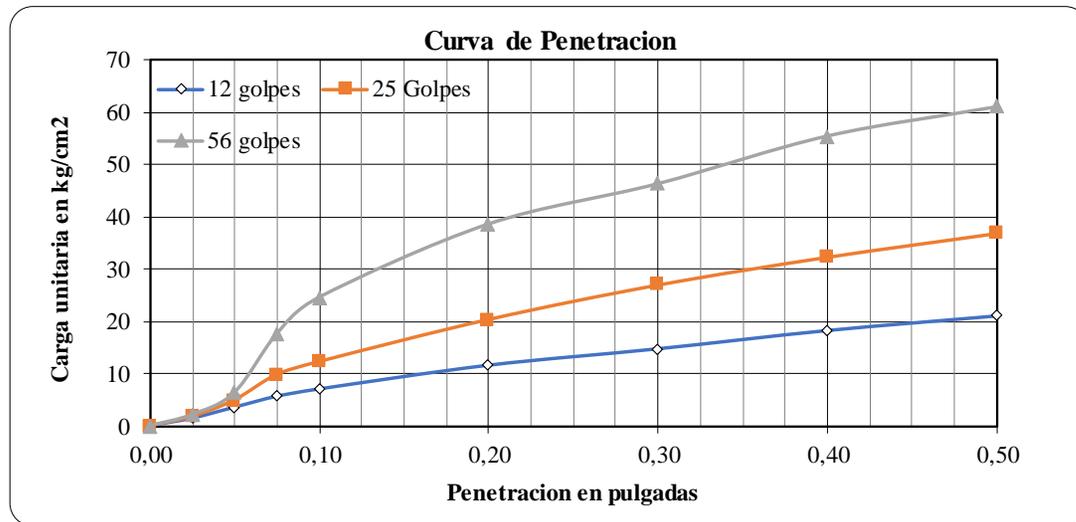
Contenido de humedad y peso unitario de las muestras									
N° de capas	5,00			5,00			5,00		
N° de golpes por capa	12,00			25,00			56,00		
Condiciones de saturacion de muestra	Antes de mojarse	D. de M	Antes de mojarse	D. de m	Antes de mojarse	D. de M			
Peso de muestra húmeda+molde (gr)	11495,00	11745,00	11485,00	11685,00	11885,00	11995,00			
Peso del molde (gr)	7215,00	7215,00	7055,00	7055,00	7210,00	7210,00			
Peso de muestra húmeda (gr)	4280,00	4530,00	4430,00	4630,00	4675,00	4785,00			
Volumen de la muestra (cm3)	2160,20	2160,20	2160,20	2160,20	2160,20	2160,20			
Densidad de muestra humeda (gr/cm3)	1,98	2,10	2,05	2,14	2,16	2,22			
Muestras para humedad	Arriba	Medio	Bajo	Arriba	Medio	Bajo	Arriba	Medio	Bajo
Tara n°	1,10	1,20	1,30	2,10	2,20	2,30	3,10	3,20	3,30
Peso muestra húm.+ capsula (gr)	107,31	104,24	100,99	105,87	131,00	143,48	100,89	134,70	125,65
Peso muestra seca + capsula (gr)	93,71	92,26	88,59	92,72	117,49	127,65	88,21	121,64	112,28
Peso del agua (gr)	13,60	11,98	12,40	13,15	13,51	15,83	12,68	13,06	13,37
Peso de la capsula (gr)	12,41	12,77	12,94	12,63	18,05	17,67	12,97	17,91	17,54
Peso de la muestra seca (gr)	81,30	79,49	75,65	80,09	99,44	109,98	75,24	103,73	94,74
Contenido de humedad (%)	16,73	15,07	16,39	16,42	13,59	14,39	16,85	12,59	14,11
Promedio contenido humedad (%)	16,56		15,07	15,41		13,59	15,48		12,59
Densidad de muestra seca (gr/cm3)	1,70		1,82	1,78		1,89	1,87		1,97

Fecha	Hora	Tiempo en días
24-ago	11:05:00	Inicio
25-ago	10:20:00	1
26-ago	08:50:00	2
27-ago	08:30:00	3
28-ago	09:00:00	4

Molde n° 1			Molde n° 2			Molde n° 3		
Lect. Exten.	Expansion		Lect. Exten.	Expansion		Lect. Exten.	Expansion	
	mm.	%		mm.	%		mm.	%
17,51	0,00	0,00	18,59	0,00	0,00	17,92	0,00	0,00
18,62	1,11	0,95	19,55	0,96	0,82	18,63	0,71	0,61
18,62	1,11	0,95	19,77	1,18	1,01	18,91	0,99	0,85
18,85	1,34	1,15	19,91	1,32	1,13	19,22	1,30	1,11
18,85	1,34	1,15	19,91	1,32	1,13	19,22	1,30	1,11

Ensayo de penetracion

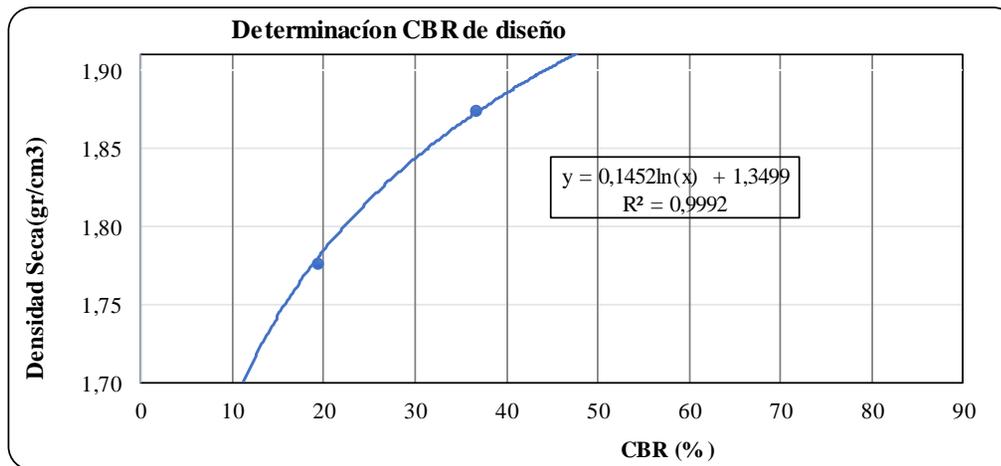
Penetracion		Molde n° 1				Molde n° 2				Molde n° 3			
pulg.	cm.	Carga de ensayo			CBR	Carga de ensayo			CBR	Carga de ensayo			CBR
		lect.	kg	kg/cm2	%	lect.	kg	kg/cm2	%	lect.	kg	kg/cm2	%
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00	
0,03	0,63	2,00	28,07	1,45		2,50	34,85	1,80		3,00	41,64	2,15	
0,05	1,27	5,00	68,77	3,55		7,00	95,91	4,96		9,00	123,05	6,36	
0,08	1,90	8,00	109,48	5,66		14,00	190,90	9,86		25,00	340,15	17,57	
0,10	2,54	10,00	136,62	7,06	10,05	17,50	238,39	12,32	17,53	35,00	475,84	24,59	34,99
0,20	5,08	16,50	224,82	11,62	11,02	29,00	394,43	20,38	19,33	55,00	747,22	38,61	36,63
0,30	7,62	21,00	285,88	14,77		38,40	521,98	26,97		66,00	896,48	46,32	
0,40	10,16	26,00	353,72	18,28		46,00	625,10	32,30		79,00	1072,88	55,43	
0,50	12,70	30,00	408,00	21,08		52,50	713,30	36,85		87,00	1181,43	61,04	



Ensayo de penetracion final

Penetracion		Molde n° 1				Molde n° 2				Molde n° 3			
pulg.	cm.	Carga de ensayo			CBR	Carga de ensayo			CBR	Carga de ensayo			CBR
		lect.	kg	kg/cm2	%	lect.	kg	kg/cm2	%	lect.	kg	kg/cm2	%
0,10	2,54		136,62	7,06	10,05		238,39	12,32	17,53		475,84	24,59	34,99
0,20	5,08		224,82	11,62	11,02		394,43	20,38	19,33		747,22	38,61	36,63

Numero de golpes	12,00	25,00	56,00
CBR (%) corregidos	11,02	19,33	36,63
Densidad seca (gr/cm3)	1,70	1,78	1,87



Resumen	
CBR 100% D.máx	72,00
CBR 95% D.Máx.	36,00
Peso unitario (gr/cm3)	1,97
Hum. Opt. (%)	9,00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3-8 Resumen de los ensayos realizados en el laboratorio

Origen		Consistencia			Granulometría			Clasificación	Proctor mod.		CBR al 95%
Nº de muestra	Prog. (m)	L.L (%)	L.P (%)	I.P. (%)	Nº10	Nº40	Nº200	AASHTO	Dmax (g/cm3)	H. opt. (%)	
1	0+000	43,0	30,0	13,1	41,2%	27,7%	20,4%	A-2-7(0)	1,97	8,97	36,3
2	0+600	30,38	22,39	7,99	49,8%	40,5%	31,7%	A-2-4(0)	2,07	8,42	33,7
3	1+200	37,00	26,54	10,00	35,5%	19,0%	9,3%	A-2-4(0)	2,09	7,87	32,9
4	1+800	31,25	21,60	9,65	50,0%	39,1%	28,6%	A-2-4(0)	2,10	7,35	34,4
5	2+400	35,26	25,64	9,61	43,4%	30,4%	23,4%	A-2-4(0)	2,03	8,90	31,8
6	3+000	26,17	18,13	8,03	51,8%	37,1%	32,1%	A-2-4(0)	2,11	7,85	33,6
7	3+600	27,47	19,31	8,16	44,5%	29,2%	22,5%	A-2-4(0)	2,16	6,71	22,4
8	4+200	36,49	18,46	18,04	91,2%	82,6%	75,5%	A-6 (19)	1,87	11,28	11,2
9	4+800	33,74	19,31	14,42	76,4%	61,4%	52,2%	A-6(5)	1,97	10,38	14,0
10	5+400	28,71	19,99	8,72	42,2%	23,7%	16,1%	A-2-4(0)	2,09	7,52	32,8
11	6+000	25,53	14,60	10,00	64,9%	46,0%	38,1%	A-4(1)	2,13	8,03	21,1

Fuente: Elaboración propia

3.7.3 Estudio hidrológico

El objetivo del estudio hidrológico es determinar el caudal que debe evacuar cada elemento del desagüe superficial ya sea longitudinal o transversal, el caudal se debe determinar para cada una de las cuencas que cruzan el eje de la vía.

La determinación puede partir de datos de precipitaciones como es el caso en pequeñas cuencas

Tabla 3-9 Estación de Tucumillas

Año	Estación
	Tucumillas
1977	24
1978	53
1979	23
1980	30,5
1981	34,8
1982	31
1983	35
1984	78
1985	44,4
1986	73,5
1987	67,5
1988	29,7
1989	28,6
1990	35,8
1991	21,4
1992	37,1
1993	33,6
1994	31,2
1995	36
1996	29,5
1997	32
1998	48,7
1999	38,5
2000	46
2001	46
2002	43
2003	46,7

2004	35,1
2005	42,5
2006	24
2007	37,1
2008	20,4
2009	28,5
2010	35,3
2011	27,7
2012	44
2013	35,6
2014	30,8
2015	26,5
2016	28,8
2017	49,7
2018	26,5
2019	32,1
2020	23,9

Fuente: SENHAMI

3.7.3.1 Análisis de consistencia

Es el análisis de precipitaciones para determinar si una estación pluviométrica es consistente o inconsistente, las estaciones que se consideren deben ser representativas y la serie de datos debe ser suficientemente largos para permitir un ajuste estadístico, este análisis se hace mediante una representación gráfica llamada curva doble másica.

3.7.3.2 Test de consistencia de datos Kolmogórov-Smirnov

Se considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P(x)$ de la función de probabilidades, escogida $P_0(x)$:

$$\Delta_{max} \leq \Delta_0$$

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

Si el valor calculado Δ_{max} es mayor que el Δ_0 , el modelo matemático de distribución probabilística de Gumbell escogido se debe rechazar.

3.7.3.3 Modo de distribución probabilístico de Gumbell

Es uno de los modelos más usados en hidrología (eventos extremos), su función para la densidad acumulada (FDA) es:

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

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma$$

$$\mu = X_m - 0.5772 * \alpha$$

Donde:

α = Parámetro de escala

σ = Desviación estándar

μ = Parámetro de posición o moda.

X_m = Media

El parámetro α constituye una medida de dispersión de los datos entorno a un valor central, El parámetro μ constituye una medida de tendencia central, es decir la moda de la distribución.

Tabla 3-10 Prueba de bondad de ajuste Smirnov Kolmogorov

N° datos=	44,00
Media=	53,62
σ =	16,09
α =	12,55
μ =	46,38
Δo =	0,20
significancia=	0,05

Orden	PP (mm) máx. 24h	P=m/n+1	Z	e^{-Z}	F(z)	Δ
1	25	0,022	-1,704	5,495	0,0041	0,018
2	27,2	0,044	-1,528	4,611	0,0099	0,035
3	30	0,067	-1,305	3,689	0,0250	0,042
4	30	0,089	-1,305	3,689	0,0250	0,064

5	36	0,111	-0,827	2,287	0,1016	0,009
6	40	0,133	-0,508	1,662	0,1897	0,056
7	40	0,156	-0,508	1,662	0,1897	0,034
8	40	0,178	-0,508	1,662	0,1897	0,012
9	40	0,200	-0,508	1,662	0,1897	0,010
10	41	0,222	-0,429	1,535	0,2155	0,007
11	42	0,244	-0,349	1,417	0,2423	0,002
12	42,5	0,267	-0,309	1,362	0,2561	0,011
13	43,8	0,289	-0,205	1,228	0,2929	0,004
14	45	0,311	-0,110	1,116	0,3276	0,016
16	45	0,356	-0,110	1,116	0,3276	0,028
17	45,6	0,378	-0,062	1,064	0,3451	0,033
18	46	0,400	-0,030	1,030	0,3568	0,043
19	47,5	0,422	0,090	0,914	0,4008	0,021
20	47,5	0,444	0,090	0,914	0,4008	0,044
21	48,4	0,467	0,161	0,851	0,4270	0,040
22	49	0,489	0,209	0,811	0,4443	0,045
23	50,7	0,511	0,345	0,708	0,4924	0,019
24	51	0,533	0,369	0,692	0,5007	0,033
25	53	0,556	0,528	0,590	0,5544	0,001
26	55,5	0,578	0,727	0,483	0,6168	0,039
27	55,9	0,600	0,759	0,468	0,6262	0,026
28	56	0,622	0,767	0,464	0,6285	0,006
29	56,4	0,644	0,799	0,450	0,6377	0,007
30	57,1	0,667	0,855	0,425	0,6535	0,013
31	59,1	0,689	1,014	0,363	0,6958	0,007
32	60	0,711	1,086	0,338	0,7135	0,002
33	67,4	0,733	1,676	0,187	0,8293	0,096
34	67,5	0,756	1,684	0,186	0,8305	0,075
35	68	0,778	1,723	0,178	0,8366	0,059
36	69	0,800	1,803	0,165	0,8481	0,048
37	72,5	0,822	2,082	0,125	0,8828	0,061
38	74	0,844	2,202	0,111	0,8953	0,051
39	80	0,867	2,680	0,069	0,9337	0,067
40	80	0,889	2,680	0,069	0,9337	0,045
41	80,1	0,911	2,688	0,068	0,9342	0,023
42	80,5	0,933	2,720	0,066	0,9362	0,003
43	81	0,956	2,760	0,063	0,9386	0,017
44	88	0,978	3,318	0,036	0,9644	0,013
Δ_{max}						0,096

Fuente: Elaboración propia

$$\Delta max \leq \Delta o$$

$$\Delta max = 0,10 \leq \Delta o = 0,20 \quad \blacksquare \rightarrow \text{Cumple}$$

La distribución Gumbell se ajusta a los datos de precipitaciones.

3.7.3.4 Determinación de lluvias máximas mediante Gumbell Modificado

Parámetros necesarios para el cálculo de alturas de precipitación máxima diarias y horarias

$$Kdp = \frac{\sum Kd * Ni}{\sum Ni}$$

$$\text{Moda: } Ed = \bar{X} - 0.45 * Sx \quad \text{Característica: } Kd = \frac{Sx}{0.557 * Ed}$$

Tabla 3-11 Probabilidades

Datos generales	
Media (hd)	36,98
Desv. (Sd)	12,77
N° datos	44
Moda (Ed)	31,23
Caract. (Kd)	0,734

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3-12 Altura de lluvia máxima diaria

$$Hd = Edp * (1 + Kdp * \log T)$$

T (años) Periodo de retorno	Hd (mm) Altura de lluvia max.
5	47,25
10	54,15
20	61,05
50	70,17
100	77,07
200	83,97

Fuente: Elaboración propia

$$Hdt = Edp * \left(\frac{tc}{\alpha}\right)^\beta * (1 + Kdp * \log T)$$

Donde:

tc = Tiempo (h)

α = Tiempo correspondiente a la lluvia diaria (12h)

β = Exponente 0.2 ($tc > 2h$), 0.3 ($tc < 2h$)

Tabla 3-13 Altura de lluvia máxima horaria (mm).

T (años)	Periodos de duración de lluvias en horas (t)					
	1 hrs	2 hrs	3 hrs	4 hrs	5 hrs	6 hrs
5	22,42	27,60	35,81	37,93	39,66	41,14
10	25,70	31,63	41,04	43,47	45,45	47,14
20	28,97	35,67	46,27	49,01	51,25	53,15
50	33,30	40,99	53,18	56,33	58,90	61,09
100	36,57	45,02	58,41	61,87	64,69	67,09

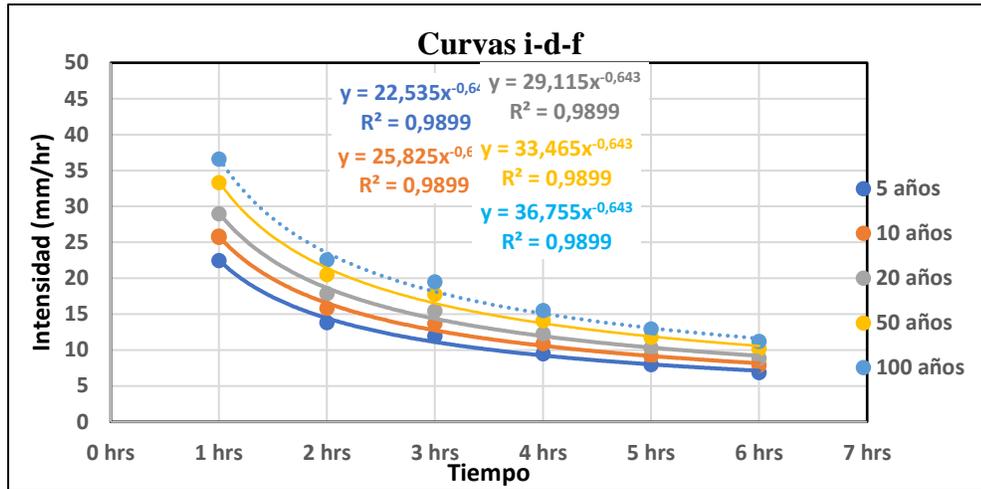
Fuente: Elaboración propia

Tabla 3-14 Intensidades máximas (mm).

T (años)	Periodos de duración de lluvias en horas (t)					
	1 hrs	2 hrs	3 hrs	4 hrs	5 hrs	6 hrs
5	22,42	13,80	11,94	9,48	7,93	6,86
10	25,70	15,82	13,68	10,87	9,09	7,86
20	28,97	17,83	15,42	12,25	10,25	8,86
50	33,30	20,50	17,73	14,08	11,78	10,18
100	36,57	22,51	19,47	15,47	12,94	11,18

Fuente: Elaboración propia

Figura 3-1 Curvas I-D-F



Fuente: Elaboración propia

3.7.3.5 Aplicación de regresión potencial

$$i = \frac{K * T^a}{D^b}$$

Donde:

i= Intensidad de precipitación (mm/h)

K= Coeficiente de regresión

T= Periodo de retorno (años)

D= Duración de lluvia (hrs)

a= Exp. de regresión de

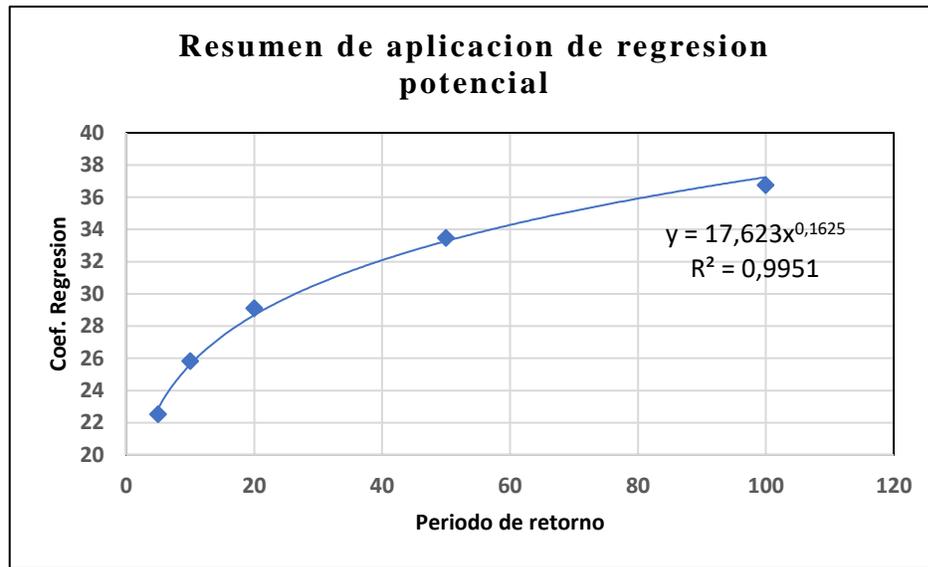
b= Exp. de regresión anteriores

Tabla 3-15 Coeficientes de regresión

T (años)	Coef. de regresión	Exp. de (b)
5	22,53	-0,66
10	25,82	-0,66
20	29,11	-0,66
50	33,47	-0,66
100	36,76	-0,66

Fuente: Elaboración propia

Figura: 3-2 Regresión potencial



Fuente: Elaboración propia

3.7.3.6 Resultado de ecuación

$$i \left(\frac{mm}{h} \right) = \frac{17.623 * T^{0.1625}}{t^{0.663}}$$

Tabla 3-16 Intensidades (mm/h)

T (años)	Periodos de duración de lluvias en horas (t)					
	1 hrs	2 hrs	3 hrs	4 hrs	5 hrs	6 hrs
5	22,89	14,46	11,05	9,13	7,87	6,98
10	25,62	16,18	12,37	10,22	8,81	7,81
20	28,67	18,11	13,84	11,44	9,86	8,74
50	33,28	21,02	16,06	13,27	11,45	10,14
100	37,25	23,52	17,98	14,86	12,81	11,35

Fuente: Elaboración propia

3.7.4 Estudio de tráfico

El estudio de tráfico fue conseguido en base a los datos obtenidos una vez realizado el aforo en 7 días.

Tabla 3-17 Días aforados

Días	Tiempo de aforo
Miércoles 5 de enero 2022	7:00-19:00
Jueves 6 de enero de 2022	7:00-19:00
Viernes 7 de enero de 2022	7:00-19:00
Sábado 8 de enero de 2022	7:00-19:00
Domingo 9 de enero de 2022	7:00-19:00
Lunes 10 de enero de 2022	7:00-19:00
Martes 11 de enero de 2022	7:00-19:00

Fuente: Elaboración propia

Se debe aclarar que el punto de conteo del flujo vehicular fue en la comunidad de La Calama, al inicio del camino que une las comunidades de La Calama y Villa Esperanza.

Para caminos de desarrollo o vecinales se recomienda que la mediación del tráfico promedio diario anual (TPDA) esté basada en las siguientes categorías: livianos, buses (medianos), camiones (pesados).

Vehículos livianos: Automóviles, camionetas, jeep, vagonetas, otros livianos.

Buses: Micro (22 asientos), ómnibus (23-35 asientos) y ómnibus (36 asientos o más).

Camiones: Pequeño (6 Tn), mediano (6-10 Tn), grande (10 o más Tn) y camiones con acoplado.

El aforo de vehículos se lo realizó por 7 días consecutivos, desde las 7:00 am hasta las 19:00 pm, en un total de 12 horas.

Tabla 3-18 Datos de aforo

Dia	Mes	Hora	Livianos			Medianos	Pesados				Total
			Automóvil	Camioneta	Jeep- van	Micro	Peq <6T	Med. 6T-10T	Grande >10T	c/acoplado	
Promedio 7 días		07:00	1,00	1,00	1,00	2,00	1,00	0,00	0,00	0,00	6,00
		08:00	2,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	6,00
		09:00	2,00	2,00	2,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	8,00
		10:00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	5,00
		11:00	2,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	5,00
		12:00	2,00	2,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	6,00
		13:00	1,00	1,00	1,00	2,00	1,00	0,00	0,00	0,00	6,00
		14:00	2,00	2,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	6,00
		15:00	1,00	1,00	2,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	6,00
		16:00	2,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,00
		17:00	2,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	6,00
		18:00	3,00	2,00	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,00
		19:00	2,00	2,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	7,00
			Total	23,00	18,00	14,00	14,00	11,00	0,00	0,00	0,00
		%	28,75	22,50	17,50	17,50	13,75	0,00	0,00	0,00	100,00

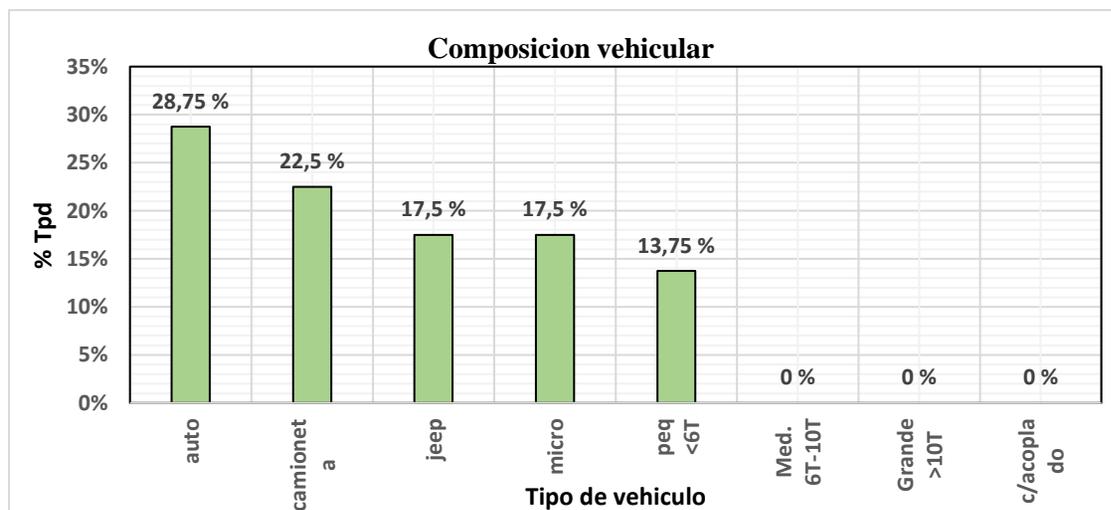
Fuente: Elaboración propia

Tabla 3-19 Resumen de composición vehicular

Tipo de vehículo	Tpd. (veh/día)	%Tpd
Liviano	55	68,75
Mediano	14	17,50
Pesado	11	13,75
Total	80	100

Fuente: Elaboración propia

Figura: 3-3 Composición de tráfico promedio diario



Fuente: Elaboración propia

3.7.4.1 Factor de crecimiento

Dada a la inexistencia de datos de crecimiento del parque automotor en el municipio de San Lorenzo se optó por usar la tasa de crecimiento poblacional proporcionado por el INE para la proyección del tráfico la cual tiene un valor de 2,52% según revisión del 2020.

3.7.4.2 Tráfico generado (TG)

El tráfico generado es aquel que se produce por las mejoras del proyecto. Puede ser de diferente magnitud.

- Generado por el proyecto. Una mejor superficie de rodadura o geometría más plana y recta, puede lograr la atracción de volúmenes adicionales de tráfico.
- Tráfico generado atraído o transferido de otros medios de transporte. Son aquellos volúmenes de tráfico adicionales que normalmente circulaban por otro medio de transporte (aéreo, férreo, fluvial), o aun de aquellos tramos carreteros que se conectan al nuevo proyecto.
- Generación de tráfico debido a un polo de desarrollo. Son aquellos volúmenes que se generan por la producción industrial o por las facilidades que ofrece la carretera al desarrollo ganadero, agrícola, industrial, etc.
- Tráfico generado desviado. Generalmente se aplican estos conceptos a volúmenes vehiculares que circulan por otros tramos carreteros y que ahora son desviados hacia el nuevo proyecto.

Se prevé que el tráfico vehicular generado para el tramo será de 10%, el cual será aplicado a todo el tráfico normal considerándose como un valor aceptable ya que se trata de un camino que va a aumentar el flujo de vehículos a toda la zona.

Tráfico generado = 10 % (Tráfico normal).

3.7.4.3 Tráfico inducido (TI)

El tráfico inducido es el incremento sustancial en el tráfico que ocurre después de la apertura de una vía rápida o del mejoramiento de una vía existente.

Esto trae consigo que muchos automovilistas hagan viajes más largos para poder utilizar esta vía o que lleven a cabo viajes cortos con mayor frecuencia.

Tráfico inducido = 0% (Tráfico normal).

Tabla 3-20 Índice de crecimiento

	taza de crecimiento
Tasa de crecimiento Poblacional	2,52%
Trafico generado	10,00%
Trafico inducido	0,00%

Fuente: Elaboración propia

3.7.4.4 Tránsito futuro (TF)

El pronóstico del volumen de tránsito futuro, referido al TPDA del proyecto, deberá basarse en los incrementos de tránsito que se espera que utilicen el camino mejorado. Lo que puede influir en el crecimiento del tránsito normal, el generado y el tráfico inducido.

$$TF = TN + TG + TI$$

El siguiente cuadro muestra el tráfico total, el cual no es más que la suma del tráfico normal, el inducido y el generado.

Tabla 3-21 Trafico futuro

Periodo	Año	Trafico proyectado	Trafico generado	Trafico inducido	Trafico futuro
	2022	80	-	-	80
	2023	83	-	-	83
	2024	86	-	-	86
1	2025	89	9	0	98
2	2026	92	10	0	102
3	2027	95	10	0	105
4	2028	98	10	0	108
5	2029	101	11	0	112
6	2030	104	11	0	115
7	2031	107	11	0	118
8	2032	110	11	0	121
9	2033	113	12	0	125
10	2034	116	12	0	128
11	2035	119	12	0	131

12	2036	122	13	0	135
13	2037	126	13	0	139
14	2038	130	13	0	143
15	2039	134	14	0	148
16	2040	138	14	0	152
17	2041	142	15	0	157
18	2042	146	15	0	161
19	2043	150	15	0	165
20	2044	154	16	0	170

Fuente: Elaboración propia

El detalle de cálculo completo del estudio de tráfico y proyección de tráfico futuro, inducido y generado se encuentra en Anexo 3 Estudio de tráfico.

CAPÍTULO IV
DISEÑO Y ANÁLISIS

CAPÍTULO IV DISEÑO Y ANÁLISIS

4.1 Análisis y elección de alternativas de trazo geométrico

Tres alternativas

Al hacer el análisis del terreno que existe entre los puntos a unir (La Calama – Chaupiloma) se adoptó para el estudio tres alternativa de trazo, en las se tomaron varios criterios, como ser: que el trazo sea lo más corto posible, que el corte y el relleno generado sean compensable , que la pendiente del trazo sea menor o igual a la establecida en el manual de diseño geométrico de la ABC, que el trazo no pase por sitios donde haya muchas depresiones que induzcan a crear puentes u otras obras que encarezcan al proyecto, que el trazo no pase por suelo rocoso ya que esto encarezcan el proyecto.

Para tener alternativas de trazo se debe hacer expropiaciones y servidumbres según indica el decreto supremo N° 28946 del estado plurinacional de Bolivia en su artículo 25 que se describe a continuación.

Artículo 25.- (expropiaciones y servidumbres).

- I. En caso de que en la zona del derecho de vía existan propietarios cuya data sea anterior al diseño de la carretera, las entidades competentes, mediante el trámite de expropiación correspondiente, liberarán el derecho de vía para la ejecución de los trabajos de mejoramiento o construcción, será prioritaria la compensación con bienes del Estado y, en su caso, se asignará los recursos suficientes.
- II. Si se establece técnicamente que no es necesaria la expropiación de determinadas áreas, sino que éstas sean sometidas a servidumbre, para que se haga efectiva dicha servidumbre se procesará al trámite correspondiente.
- III. En el caso de que los afectados no cuenten con títulos de propiedad y sean poseedores legales, de conformidad a la Ley N° 1715 de 18 de octubre de 1996, del servicio nacional de reforma agraria, la administradora boliviana de carreteras, únicamente a través de las prefecturas de departamento, reconocerá las mejoras efectuadas en ese predio agrario.

4.2 Derecho de vía de caminos

La normativa legal en vigencia (D.S. No. 25134 de fecha 21 de agosto del 1998), determina que el Sistema Nacional de Carreteras, está conformado por: Caminos de la red Fundamental. Caminos de la red Departamental. Caminos de la red Municipal. Esta normativa establece el ancho del derecho de vía sólo para la red fundamental. El ancho del derecho de vía de los caminos de la red departamental y caminos de la red municipal o vecinal, deberá ser establecido por las prefecturas y municipalidades a través de un instrumento técnico/legal de acuerdo a las características de las vías camineras.

Tomando en cuenta la normativa legal vigente para la clasificación según el D.S. N° 25134 de fecha 21 de agosto de 1998, para línea férrea se tomará en cuenta lo descrito en el D.S. N° 24177 del 8 de diciembre de 1995, u obra pública, amparada con norma legal.

En caso de no contar con la base legal del DV correspondiente hasta la conclusión de la mensura predial, se asumirá las siguientes distancias para determinar los anchos vía (a partir del eje de vía) en el amojonamiento de vértices:

Caminos red Departamental 20 metros.

Caminos red Municipal 10 metros.

**Derecho de vía para nuestro camino de red Municipal desde La Calama –
Chaupiloma = 10 metros.**

4.3 Parámetros del diseño geométrico

El diseño geométrico de las vías comprende el dimensionamiento de sus elementos físicos, como curvas horizontales y verticales, ancho de carriles y secciones transversales. El objetivo básico del diseño geométrico de las carreteras, es producir una instalación que tenga un flujo continuo y que esté libre de accidentes.

4.3.1 Categoría de la carretera

El estudio diseño de ingeniería mejoramiento de camino tramo La Calama – Chaupiloma se lo categorizo como **camino de desarrollo** teniendo en cuenta las características de funcionalidad

4.3.2 Velocidad de proyecto (VP)

El área del proyecto está constituida mayormente por un relieve con cambios de cota que son demasiado importantes. Por estos cambios se clasifica el terreno montañoso.

Al ser un camino de desarrollo y un terreno montañoso, la velocidad de Proyecto utilizado para el mejoramiento del camino en estudio es de **30 km/h**.

4.3.3 Código de la clasificación

Según tabla clasificación funcional para diseño carreteras y caminos rurales. En la última columna se dan los códigos estandarizados.

El camino tendrá una calzada con dos carriles bidireccionales, para este caso el estudio diseño de ingeniería del tramo La Calama- Chaupiloma tendrá un código **D-30 (km/h)**.

4.3.4 Peralte máximo admisible, coeficiente de fricción transversal y radio mínimo absoluto

Según tabla de la ABC para una $V_p=30\text{km/h}$ determinamos que $e_{\text{máx}}=7\%$, $f=0.215$ y $R_{\text{mín}}= 25\text{m}$

Caminos colectores - locales - desarrollo			
Vp	e _{máx}	f	R _{mín}
km/h	(%)		(m)
30,00	7,00	0,22	25,00
40,00	7,00	0,20	50,00
60,00	7,00	0,17	120,00
70,00	7,00	0,15	180,00

4.3.5 Sobreancho en curvas vehículo tipo

El vehículo tipo para el cálculo de sobreancho será: bus de corriente que es similar a un camión grande de dos ejes.

Para una calzada en recta 6,0 m ($n = 2$) $0,35 \text{ m} \leq E \leq 3,20 \text{ m}$ se tiene:

Para ($30 \leq R \leq 450$)

$$E = (L_o^2/R) + 0,15$$

Para ($R \leq 30$) ecuación Aashto

$$E = \left[R - \sqrt{(R^2 - L_o^2)} \right] * N + \frac{0,1 * v}{\sqrt{R}}$$

Donde:

E(m)=	*	Sobreechancho
R(m)=	*	Radio de curva
Lo(m)=	9,50	Longitud de cálculo de vehículo de diseño
v(km/h) =	30,00	Velocidad de proyecto
N=	1,00	Número de carriles

Calculo para C1:

Datos:

$$L_o = 9,50$$

$$R = 80,00m$$

$$E = (L_o^2/R) + 0,15 = (9.5^2/80) + 0,15 = \mathbf{1,28m \text{ asumimos } 1,3m}$$

Calculo para C12

Datos:

$$L_o = 9,50$$

$$v = 30,00km/h$$

$$N = 1,00$$

$$R = 25,00m$$

$$E = \left[R - \sqrt{(R^2 - L_o^2)} \right] * N + \frac{0,1 * v}{\sqrt{R}} = \left[25 - \sqrt{(25^2 - 9.5^2)} \right] * 1 + \frac{0,1 * 30}{\sqrt{25}}$$

$$E = \mathbf{2,48m \text{ asumimos } 2,50m}$$

Este mismo procedimiento de cálculo se realizará para cada curva del proyecto cuyos resultados se encuentran en Anexo 4 Diseño geométrico (ensanches).

4.3.6 Pendientes máximas

La pendiente máxima es la máxima inclinación que podrá tener un determinado tramo de carretera y debe ser tomada en cuenta en el momento del trazado altimétrico.

La pendiente máxima utilizada para el alineamiento vertical para el diseño del camino en estudio según la tabla 16 pendientes máximas admisibles (%) es de:

$$i_{\max} = 10 - 12\%$$

4.3.7 Pendientes mínimas

Es deseable proveer una pendiente longitudinal mínima del orden de **0,5 %** a fin de asegurar en todo punto de la calzada un eficiente drenaje de las aguas superficiales.

4.4 Diseño geométrico del trazado

Los trazos vertical y horizontal de la vía constituyen el alineamiento. El diseño del alineamiento depende principalmente de la velocidad de diseño seleccionada para la vía.

El diseño geométrico del trazado se realizó con la ayuda del software AutoCAD civil 3D 2021

4.4.1 Alineamiento horizontal

El alineamiento horizontal consta de secciones rectas de la vía, conocidas como tangentes, unidas por curvas horizontales. Generalmente las curvas son segmentos de círculo, que tienen radios que proveen el flujo continuo del tránsito a lo largo de la curva.

Curva circular simple

Para comprobar los resultados obtenidos con el programa AutoCAD civil 3D se realizará una verificación de la curva circular simple (PI12) de las progresivas 1+111.3 a 1+124.5

Datos:

Radio = 25,00 m

Angulo de deflexión $\Delta = 105^{\circ}02'17'' = 105,04$

Cálculos:

Longitud de tangente:

$$T = R * \tan \frac{\Delta}{2} = 25 * \tan \frac{105^{\circ}02'17''}{2} = \mathbf{32,60m}$$

Distancia a externa:

$$E = R * \left(\sec \frac{\Delta}{2} - 1 \right) = 25 * \left(\sec \frac{105^{\circ}02'17''}{2} - 1 \right) = \mathbf{16,08m}$$

Distancia de la ordenada media:

$$f = R * \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2} \right) = 25 * \left(1 - \cos \frac{105^{\circ}02'17''}{2} \right) = \mathbf{9,79m}$$

Desarrollo de curva:

$$Dc = \frac{\pi * R * \Delta}{180} = \frac{\pi * 25 * 105^{\circ}02'17''}{180} = \mathbf{45,83m}$$

Longitud de la curva:

$$Lc = 2 * R * \sen \frac{\Delta}{2} = 2 * 25 * \sen \frac{105^{\circ}02'17''}{2} = \mathbf{39,68m}$$

A continuación, en la tabla se muestra los elementos de curvas circulares

Tabla 4-1 Elementos de curvas circulares simples

Tabla de elementos de curva										
Nº curva	Delta	RC	T	DC	LC	E	f	PI	PC	FC
PI1	19° 32' 25"	80	13,8	27,3	27,2	1,2	1,2	0+054,20	0+040,40	0+067,70
PI2	6° 45' 1"	80	4,7	9,4	9,4	0,1	0,1	0+114,10	0+109,40	0+118,90
PI3	6° 3' 50"	150	7,9	15,9	15,9	0,2	0,2	0+191,50	0+183,60	0+199,40
PI4	7° 14' 13"	100	6,3	12,6	12,6	0,2	0,2	0+273,20	0+266,90	0+279,60
PI5	4° 40' 56"	200	8,2	16,3	16,3	0,2	0,2	0+318,50	0+310,30	0+326,60
PI6	26° 22' 18"	50	11,7	23	22,8	1,4	1,3	0+384,40	0+372,70	0+395,70
PI7	22° 3' 25"	60	11,7	23,1	23	1,1	1,1	0+490,50	0+478,80	0+501,90
PI8	146° 52' 12"	30	100,9	76,9	57,5	75,2	21,4	0+761,50	0+660,60	0+737,50
PI9	20° 15' 36"	50	8,9	17,7	17,6	0,8	0,8	0+848,10	0+839,20	0+856,80
PI10	17° 36' 12"	50	7,7	15,4	15,3	0,6	0,6	0+937,50	0+929,70	0+945,10
PI11	36° 12' 14"	50	16,3	31,6	31,1	2,6	2,5	1+018,70	1+002,40	1+034,00
PI12	105° 2' 17"	25	32,6	45,8	39,7	16,1	9,8	1+111,30	1+078,70	1+124,50
PI13	155° 27' 44"	25	115	67,8	48,9	92,6	19,7	1+360,80	1+245,90	1+313,20
PI14	49° 24' 2"	50	23	43,1	41,8	5	4,6	1+395,90	1+372,90	1+416,00
PI15	43° 57' 7"	50	20,2	38,4	37,4	3,9	3,6	1+480,90	1+460,70	1+499,10
PI16	38° 34' 13"	50	17,5	33,7	33	3	2,8	1+577,50	1+560,00	1+593,70
PI17	39° 18' 16"	50	17,9	34,3	33,6	3,1	2,9	1+674,70	1+656,80	1+691,10
PI18	14° 22' 13"	50	6,3	12,5	12,5	0,4	0,4	1+736,90	1+730,90	1+743,10
PI19	38° 25' 9"	50	17,4	33,5	32,9	2,9	2,8	1+826,80	1+809,40	1+842,90
PI20	20° 13' 15"	65	11,6	22,9	22,8	1	1	1+880,50	1+868,90	1+891,80
PI21	14° 57' 45"	200	26,3	52,2	52,1	1,7	1,7	1+984,80	1+958,50	2+010,80
PI22	107° 42' 0"	30	41,1	35,9	33,8	20,9	12,3	2+161,70	2+120,60	2+177,00
PI23	68° 31' 37"	30	20,4	35,9	33,8	6,3	5,2	2+238,20	2+217,80	2+253,60

PI24	9° 28' 57"	100	8,3	16,6	16,5	0,3	0,3	2+353,50	2+345,20	2+361,80
PI25	158° 14' 37"	25	130,1	69	49,1	107,5	20,3	2+573,10	2+443,00	2+512,10
PI26	139° 5' 42"	25	67	60,7	46,8	46,5	16,3	2+685,30	2+618,30	2+679,00
PI27	29° 4' 6"	40	10,4	20,3	20,1	1,3	1,3	2+774,00	2+763,70	2+784,00
PI28	35° 59' 48"	40	13	25,1	24,7	2,1	2	2+870,80	2+857,80	2+882,90
PI29	5° 17' 49"	100	4,6	9,2	9,2	0,1	0,1	2+949,40	2+944,80	2+954,10
PI30	59° 34' 20"	30	17,2	31,2	29,8	4,6	4	3+049,10	3+031,90	3+063,10
PI31	76° 49' 12"	30	23,8	40,2	31,3	8,3	6,5	3+122,90	3+099,20	3+139,40
PI32	2° 26' 58"	400	8,6	17,1	17,1	0,1	0,1	3+197,20	3+188,60	3+205,70
PI33	77° 43' 22"	35	28,2	47,5	43,9	7,7	7,7	3+262,50	3+234,30	3+281,80
PI34	144° 26' 39"	25	78	63	47,6	17,4	17,4	3+493,30	3+415,30	3+478,40
PI35	159° 23' 28"	25	137,5	69,5	49,2	114,8	20,5	3+824,60	3+684,10	3+756,60
PI36	137° 54' 46"	25	65	60,2	46,7	44,6	16	4+102,80	4+031,80	4+098,00
PI37	142° 33' 56"	30	88,5	74,6	56,8	63,5	20,4	4+311,90	4+223,30	4+298,00
PI38	150° 42' 38"	30	114,8	78,9	58,1	88,7	22,4	4+591,80	4+480,00	4+558,90
PI39	156° 43' 25"	25	121,4	68,4	49	98,9	20	4+861,30	4+740,00	4+808,30
PI40	136° 25' 16"	30	75	71,4	55,7	50,8	18,9	5+103,10	5+028,10	5+099,50
PI41	160° 6' 54"	30	171,1	83,8	59,1	143,8	24,8	5+461,80	5+290,70	5+374,50
PI42	137° 8' 21"	55	140,1	131,6	102,4	95,5	34,9	5+678,10	5+538,00	5+669,60

Fuente: Elaboración propia

4.4.2 Alineamiento vertical

El alineamiento vertical de una vía consta de secciones rectas que se conocen como pendientes, o tangentes unidas mediante curvas verticales. Por tanto, el diseño del alineamiento vertical incluye la selección de pendientes adecuadas, para las secciones tangentes y el diseño de las curvas verticales.

Para el diseño vertical se tomó en cuenta en el trazo de la rasante la pendiente máxima que no sea mayor a 12 % y una pendiente mínima de 0,5 %.

4.4.2.1 Pendiente máxima y mínima

Para el diseño vertical se tomó en cuenta en el trazo de la rasante la pendiente máxima que no sea mayor a 12 % y una pendiente mínima de 0,5 %.

4.4.2.2 Parámetros mínimos por visibilidad de frenado

Según tabla para una velocidad de proyecto de 30km/h los valores de K para curvas cóncavas (K_c) y para curvas convexas (K_v) tenemos:

$$K_c=400$$

$$K_v=300$$

4.4.2.3 Parámetros mínimos por visibilidad de adelantamiento

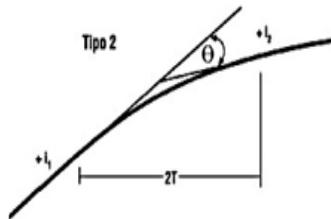
Según tabla para una velocidad de proyecto de 30km/h los valores de K_a que solo se aplica a las curvas verticales convexas tenemos:

$$K_a=3500$$

4.4.2.4 Parámetros mínimos por iluminación artificial

Según tabla N° para una velocidad de proyecto de 30km/h los valores de K_{ci} que se aplica a curvas cóncavas es:

$$K_{ci}=250$$



- v(km/hr) = 30 velocidad de proyecto
- t(seg) = 1,75 tiempo de reacción y percepción del conductor (1,5-2 seg)
- f = 0,4 coeficiente de fricción (0,2-0,9). Se toma (0,4)
- i1(%) = 7,46 pendiente de entrada
- i2(%) = 3,25 pendiente de salida
- H(m) = 1,14 Altura del ojo del conductor en un vehículo liviano
- h(m) = 0,15 Altura del chasis del vehículo con respecto del nivel de la calzada
- p(%) = 4,21 diferencia de pendientes

Distancia de Frenado:

$$do = \frac{V * t}{3,6} + \frac{V^2}{254 * (f \pm i)}$$

do= 22,00 m

Longitud mínima por criterio de visibilidad

Caso I: Lmin > do

$$L_{min} = \frac{P * do^2}{2 * (H + h)^2}$$

Lmin= 6,122 No cumple

Caso 2: Lmin < do

$$L_{min} = 2 * do - \frac{2 * (H + h)^2}{P}$$

Lmin. = -35,05 Cumple
 Ladop. = 20,00 m ladop. < Cumple

Por criterio de iluminacion artificial:

V (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Kci (m)	250	400	650	950	1300	1700	2100	2600	3200

$$L_{min} = K_{ci} * P(\text{decimal}) = 11$$

Por criterio de visibilidad de adelantamiento:

V (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Kc (m)	3500	630	980	14900	21000	27200	33900	39100	45900

$$L_{min} = K_c * P(\text{decimal}) = 147$$

Comparación:

Criterio	Lmin
visibilidad:	20 m
Iluminación	11 m
Adelantamiento	147 m

$$L_{adop.} = 160 \text{ m por facilidad de replanteo}$$

Replanteo:

L1= 80,00m

L2= 80,00m

P(i1-i2) = 4,21%

Prog. Inicio= 0+120,23

$$deflexion = y = \frac{P * x^2}{2 * L}$$

$$Desnivel = D = \frac{P(\%) * dh}{100}$$

Tabla 4-1 Planilla de replanteo de curva vertical

	Progresiva	Distancia acumulada	deflexión (Y)	Cota rasante	Cota curva
PCV	0+120,23	0,00	0,00	2165,06	2165,06
	0+130,23	10,00	0,01	2165,81	2165,79
	0+140,23	20,00	0,05	2166,55	2166,50
	0+150,23	30,00	0,12	2167,30	2167,18
	0+160,23	40,00	0,21	2168,05	2167,84
	0+170,23	50,00	0,33	2168,79	2168,46
	0+180,23	60,00	0,47	2169,54	2169,06
	0+190,23	70,00	0,64	2170,28	2169,64
VCV	0+200,23	80,00	0,84	2171,03	2170,19
	0+210,23	70,00	0,64	2171,36	2170,71
	0+220,23	60,00	0,47	2171,68	2171,21
	0+230,23	50,00	0,33	2172,01	2171,68
	0+240,23	40,00	0,21	2172,33	2172,12
	0+250,23	30,00	0,12	2172,66	2172,54
	0+260,23	20,00	0,05	2172,98	2172,93
	0+270,23	10,00	0,01	2173,31	2173,29
PTV	0+280,23	0,00	0,00	2173,630	2173,63

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra el cuadro resumen de las curvas verticales obtenidas para el proyecto con todos sus elementos calculados y se hace notar que el reporte completo de todas las curvas verticales están en Anexo 5 Diseño geométrico (curvas verticales)

Tabla 4-2 Elementos de las curvas verticales

Nº	PVI Progresiva (Km)	PVI Elevación (m.s.n.m)	Pendiente entrada (%)	Pendiente salida (%)	A (%)	Constante k	Tipo de curva	Longitud de curva (m)
1	0+200,23	2171,189	7,5%	3,3%	4,2%	37,984	convexa	160
2	0+430,12	2178,657	3,3%	7,4%	4,2%	38,281	cóncava	160
3	0+672,02	2196,625	7,4%	9,5%	2,1%	47,496	cóncava	100
4	1+001,76	2228,061	9,5%	8,1%	1,4%	114,218	convexa	160
5	1+244,47	2247,8	8,1%	10,5%	2,3%	77,133	cóncava	180
6	1+966,66	2323	10,5%	6,3%	4,2%	37,94	convexa	160
7	2+509,37	2357,301	6,3%	10,8%	4,5%	35,218	cóncava	160
8	2+961,10	2406,052	10,8%	7,1%	3,7%	43,264	convexa	160
9	3+707,46	2458,999	7,1%	10,4%	3,4%	47,873	cóncava	160
10	4+170,41	2507,312	10,4%	6,6%	3,8%	41,699	convexa	160
11	4+625,90	2537,371	6,6%	4,7%	1,9%	42,859	convexa	80
12	4+941,06	2552,286	4,7%	8,8%	4,1%	38,929	cóncava	160
13	5+162,25	2571,844	8,8%	5,8%	3,0%	52,987	convexa	160
14	5+557,07	2594,835	5,8%	7,6%	1,8%	88,637	cóncava	160

Fuente: Elaboración propia

4.4.3 Sección transversal

Se entiende por sección de una carretera al corte transversal de la misma que nos permite visualizar con claridad las dimensiones de sus elementos, los cuales son: calzada, berma, cuneta, talud de corte y talud de relleno. Estos elementos influyen sobre las características operativas, estéticas y de seguridad del camino.

4.4.3.1 Calzada

La calzada está formada por dos o más carriles. Un carril será entonces cada una de las divisiones de la calzada que pueda acomodar una fila de vehículos transitando en un sentido.

El ancho de la calzada utilizado en el camino, es de 6 metros, equivalente a dos carriles de **3 metros**.

4.4.3.2 Bombeos

Se ha determinado que una pendiente de bombeo del 2 por ciento o menores, no afectan notoriamente la comodidad de los conductores, en especial respecto al esfuerzo del conductor en el volante.

El bombeo utilizado según la tabla 2-5 bombeos de la calzada, para el diseño del camino es igual a:

Bombeo = 2,5 % (pavimento de asfalto)

Bombeo = 2,5 % (Tratamiento superficial doble)

4.4.3.3 Ancho de bermas

Las bermas son la parte del camino contigua a la calzada, comprendida entre el borde exterior del carril y el borde interior de la cuneta o del talud según sea la sección en corte o en terraplén. Las bermas reciben también las denominaciones de banquetas, hombrillos, arcenes y acotamientos.

El ancho de berma adoptado según la tabla 2-6 resumen de anchos de plataforma en terraplén y de sus elementos a nivel de rasante, es igual a:

Ancho de berma = 0,5 m.

4.4.3.4 Pendiente transversal de las bermas

La pendiente transversal de las bermas en camino con calzada pavimentada, ya sea con hormigón, asfalto o tratamiento superficial, las bermas tendrán la misma pendiente transversal que la calzada, ya sea que ésta se desarrolle en recta o en curva. Entonces, se adopta para el camino una pendiente de berma igual a:

Pendiente transversal de berma = 3 %

Taludes

Talud es la inclinación del terreno después de haber realizado el corte o después de haber formado el terraplén. Sus valores dependen de la aplicación de criterios de seguridad, estabilidad, mantenimiento, estética y economía, y también de la naturaleza de los suelos, características geológicas y geotécnicas, y de las condiciones hidrológicas y desagüe.

Los taludes de corte y terraplén para el tramo La Calama-Chaupiloma es de:

Taludes de corte = 1:3 (H: V)

Taludes de terraplén = 1,5:1 (H: V)

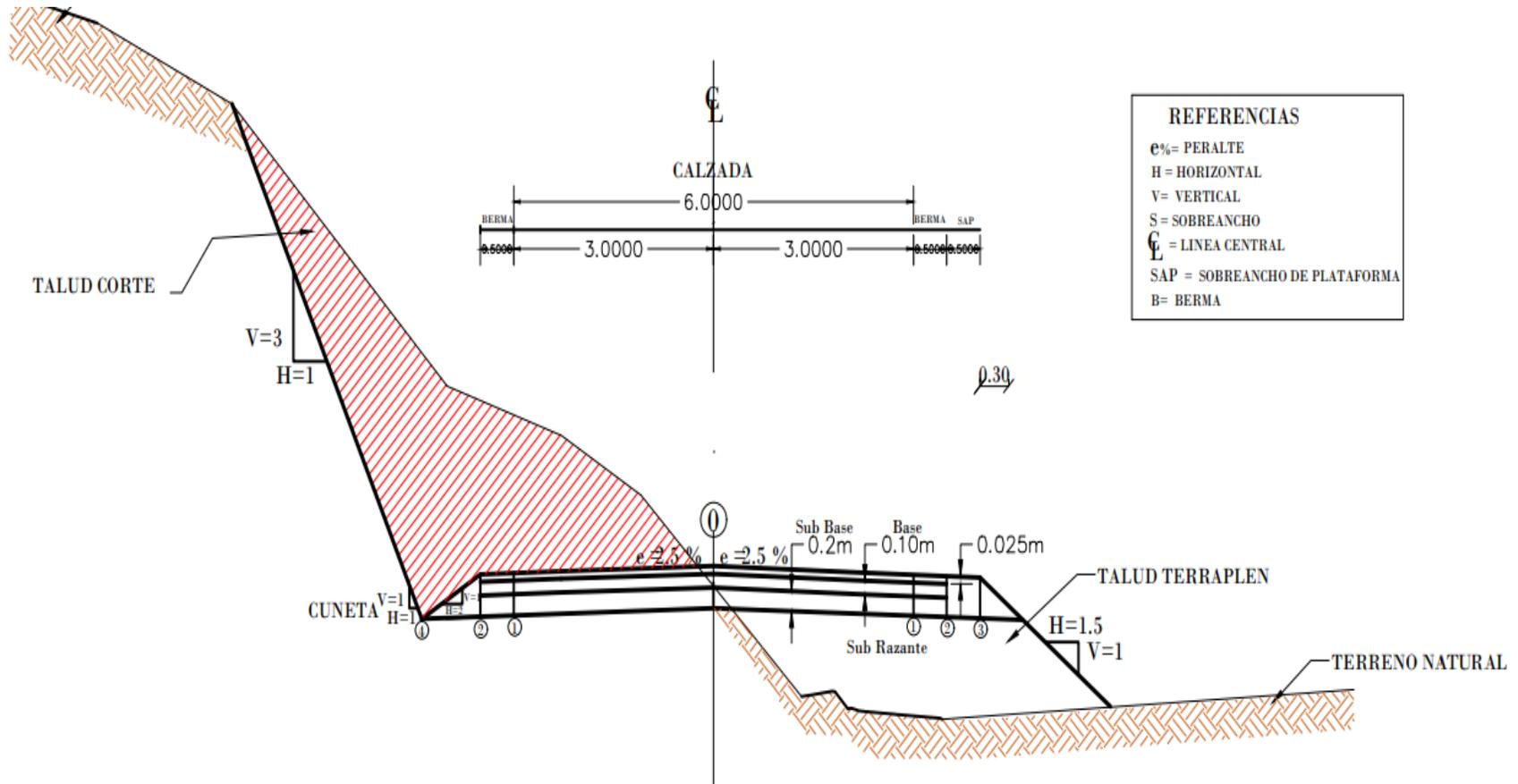
Talud interior de cuneta = 2:1 (H: V)

Talud exterior de cuneta = 1:1 (H: V)

Sección transversal tipo del camino

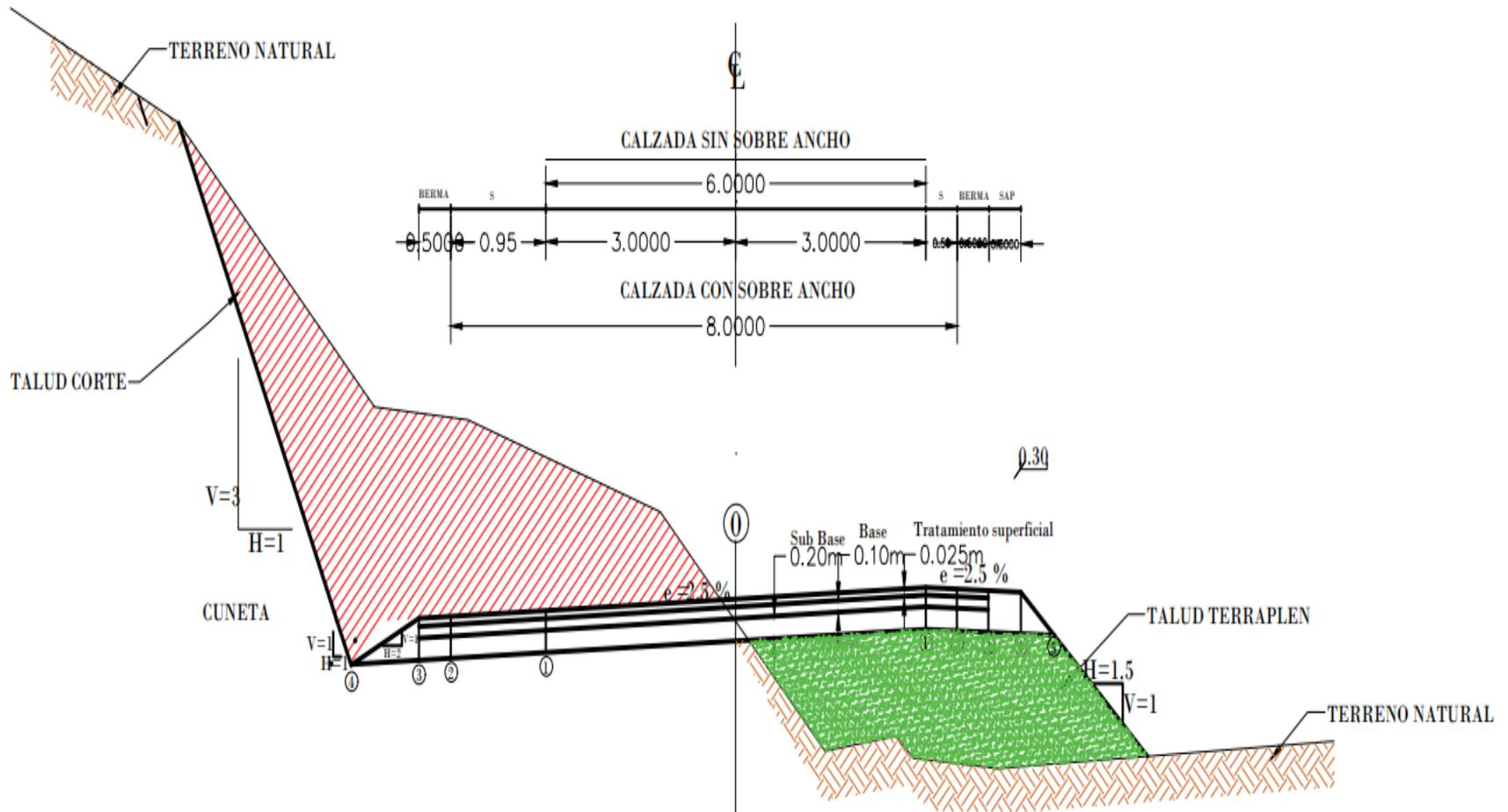
A continuación, se detalla la sección tipo que tendrá el camino tramo La Calama-Chaupiloma.

Imagen 4-1 Sección transversal tipo en recta



Fuente: Elaboración propia

Imagen 4-2 Sección transversal tipo en curva



Fuente: Elaboración propia

4.4.4 Curva masa

Cuando el material excavado de las secciones de corte se compacta en las secciones de terraplén, ocupa un volumen menor que el que ocupaba originalmente.

En nuestro caso se utilizó un coeficiente de contracción de 1.15 debido a que se cuenta con terraplenes altos como bajos.

Los volúmenes de movimiento de tierra, tanto en corte como en relleno son obtenidos luego del trazado de la subrasante, dichos volúmenes de corte como de relleno se muestran a continuación en el siguiente cuadro.

Tabla 4-3 Resumen de volúmenes de movimiento de tierra

Volumen de corte acumulado (m3)	Volumen de relleno acumulado (m3)	Volumen de sobre acarreo (m3)
198.820,85	169.249,07	29.571,78

Fuente: AutoCAD Civil 3d y Elaboración propia.

Sobreacarreo: El sobreacarreo es, entonces, la condición que se da cuando la distancia real de acarreo es mayor que la distancia de libre acarreo y por lo tanto los costos inherentes al mismo, no están incluidos en el precio unitario de la excavación.

Nota: La distancia libre acarreo se tomó 200 m, sugerida por varios docentes ingenieros, el acarreo libre se define como la máxima distancia a la cual pueden transportarse los materiales sin incurrir en sobre costos en el proyecto, ya que ese acarreo está incluido en el precio unitario de la excavación

El plano correspondiente al diagrama de masas y su planilla está en detalle en la sección de Anexo 6 Volúmenes de corte y relleno.

4.5 Diseño estructural del pavimento

Generalmente, para los caminos de bajo volumen de tránsito se proponen soluciones relativamente económicas en comparación a caminos que soportan mayores volúmenes, sin embargo, para un proyecto de inversión en un camino de bajo volumen de tránsito se requiere en la actualidad cumplir con estándares mínimos de diseño geométrico

(longitudinal y transversal), señalización y una ingeniería de diseño estructural de pavimentos.

Alternativas de diseño estructural de pavimento

El diseño del pavimento para el camino La Calama-Chaupiloma, está sujeto a las condiciones que ofrecen los suelos y los materiales del lugar. Para el diseño se aplicará el método de diseño AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) 1993.

4.5.1 Alternativa 1 pavimento flexible

Los procedimientos involucrados en el actual método de diseño, están basados en las ecuaciones originales de la AASHTO. El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un “número estructural SN” para el pavimento flexible, que pueda soportar el nivel de carga solicitado.

4.5.1.1 Análisis de tráfico

Para determinar el N° de ejes que causen un daño de 18kips se usara el método simplificado de la AASHTOO cuya ecuación es la siguiente:

$$W_{18} = TPDA * TF * FD * Fc * FC * 365$$

Donde:

W18=Esals= Tráfico equivalente

TPDA=Tráfico promedio diario inicial

FD= Factor de distribución

Fc= Factor de carril

FC= Crecimiento $((1+i)^p - 1) / i$

TF= Factor camión.

Trafico promedio diario anual inicial (TPDA)

Según estudio de tráfico:

TPDA=178 vehículos

Tabla 4-4 Porcentaje de composición del TPDA

Tipo de vehículo	%TPDA
auto-jeep-van	46,25
camioneta	22,50
Bus	17,50
camión Peq.	13,75
Total	100,00

Fuente: Elaboración propia

Factor de Distribución (FD)

La distribución se toma un 50% de tránsito por cada dirección del flujo vehicular censado:

FD=0.5

Factor de carril (Fc)

Según Tabla 2-10, para un carril en cada sentido:

Fc=1

Crecimiento (FC)

Utilizando la ecuación proporcionada por la AASHTO

$$FC = \frac{(1 + i)^n - 1}{i}$$

Donde:

i(decimal)= 2,52% Tasa de crecimiento de camiones de clase 5 para arriba según FHWA
n(años)= 20 Periodo de diseño

FC=25.60

Carga por eje

Tabla 4-5 Pesos promedio por eje y tipo de vehículo.

Tipo Vehículo	Config. Ejes	Unidad	Eje delantero	1° eje trasero	2do eje trasero	3er eje trasero
Automóvil vagoneta	11	kg	1,36	1,33	-	-
		%	50,60	49,40	-	-
Camioneta	11	kg	1,82	1,82	-	-
		%	50,00	50,00	-	-
Minibús	11	kg	1,62	1,62	-	-
		%	50,00	50,00	-	-
Microbús	11	kg	2,42	3,14	-	-
		%	43,50	56,50	-	-
Bus mediano	11	kg	4,03	6,30	-	-
		%	39,00	61,00	-	-
Bus grande 2 ejes	11	kg	5,13	7,64	-	-
		%	40,20	59,80	-	-
Bus grande 3 ejes	11	kg	7,12	10,89	-	-
		%	39,50	60,50	-	-
Camión mediano	11	kg	3,67	6,53	-	-
		%	36,00	61,00	-	-
C2 cam. grande 2 ejes	11	kg	5,10	9,52	-	-
		%	34,90	65,00	-	-

Fuente: Datos de Pesajes Estaciones Ckochis, Mamoré, Unduavi, Achacachi. (2015-2016)

Nota: Debo mencionar que, para los automóviles, camionetas jeep – vagoneta, buses medianos se usó los datos promedios antes mencionados, y para los camiones pequeños, se usó la carga máxima por eje, para una mayor seguridad, suponiendo que estarán cargados a su máxima capacidad

Tabla 4-6 Cargas adoptadas por tipo de eje

Cargas adoptadas por tipo de eje				
Tipo de eje	Carga ton.		Carga kips	
	Eje delantero	Eje trasero	Eje delantero	Eje trasero
Automóvil + jeep	1,4	1,4	3	3
Camioneta	1,8	1,8	4	4
Bus mediano	4	6,3	9	14
Camión peq.	7	8	15	18

Fuente: Elaboración propia

Factor de camión (TC)

Para expresar el daño que produce el tráfico, en términos del deterioro que produce un vehículo en particular, hay que considerar la suma de los daños producidos por cada eje de ese tipo de vehículo. De este criterio nace el concepto de Factor de Camión, que se define como el número de ESAL's por número de vehículo. Este factor puede ser calculado para cada tipo de camiones, o para todos los vehículos como un promedio de una determinada configuración de tráfico.

$$Factor\ camion = TF = \frac{N^{\circ} Esals}{N^{\circ} de\ camiones}$$

Considerando que los volúmenes vehiculares en el DISEÑO DE INGENIERÍA TRAMO LA CALAMA- CHAUPILOMA no son altos, en el uso de tablas proporcionadas por la AASHTOO para el cálculo se consideraron:

Número estructural SN igual a 2,0 (plg) y una serviciabilidad final de $pt = 2,0$.

Tabla 4-7 Calculo de factor camión

TPDA inicial	162					
Tipo de veh.	% TPDA	Vol. TPDA	Tipo eje	carga x eje (kips)	LEF	ESALs
Automóviles+ jeep	46	75	Delantero	3	0,0016	0,12
			Trasero	3	0,0016	0,12
Camionetas	23	36	Delantero	4	0,0030	0,11
			Trasero	4	0,0030	0,11
Bus	18	28	Delantero	9	0,0600	1,70
			Trasero	14	0,3380	9,58
Camión peq.	14	22	Delantero	15	0,4680	10,42
			Trasero	18	1,0000	22,28
Total	100	162				44,00

Fuente: Elaboración propia

$$Factor\ camion = TF = \frac{N^{\circ} Esals}{N^{\circ} de\ camiones} = \frac{44,00}{162} = 0,274$$

Ejemplo de cálculo de W18:

Automóvil+ jeep

$F_c=1,00$

$F_D=0,50$

$TPDA=79,00$

$FC=25,60$

Tránsito de diseño= $TPDA*FC*365=82*25,60*365=734,561$

N° ESALs= $Transito\ diseño*TF*FD*F_c=769129*0,205*0,5*1=100,786$

En el siguiente cuadro se presenta el resumen de cálculo de N° ESALs para cada tipo de vehículo:

Tabla 4-8 Cálculo de ejes equivalentes

Tipo de veh.	Vol. TPDA	Factor FC	Tránsito de diseño	factor de camión TF	N° de ESALs
Automóviles+ jeep	79	25,5961	734561	0,274	100786
Camionetas	38	25,60	357354	0,274	49031
Bus	30	25,60	277942	0,274	38135
Camión peq.	23	25,60	218383	0,274	29963
Total	170				217916

Fuente: Elaboración propia.

W18=ESALs=217.915,87

4.5.1.2 Periodo de diseño

El periodo de diseño del pavimento se tomó para una proyección de 15 años para pavimento flexible con concreto asfáltico (CA) tiempo de vida útil que se tomará para la carretera de proyecto según la tabla de periodo de diseño.

4.5.1.3 Índice de serviciabilidad inicial (P_o)

AASHTO estableció valores que se recomiendan dependiendo del tipo de pavimento, son los siguientes:

$P_o = 4,5$ para pavimentos rígidos

$P_o = 4,2$ para pavimentos flexibles

4.5.1.4 Índice de serviciabilidad final (P_t)

$P_t = 2,5$ o más para caminos muy importantes.

$P_t = 2,0$ para caminos de tránsito menor.

4.5.1.5 Perdida índice serviciabilidad

Por tanto:

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

$$\Delta PSI = P_o - P_t = 4,2 - 2$$

$$\Delta PSI = 2,2$$

4.5.1.6 Confiabilidad

La norma AASHTO recomienda distintos niveles de confiabilidad en base a la clasificación funcional de las vías tal como se muestra en la tabla 2-11.

En nuestro caso se tomará una confiabilidad del **80%** y según tabla 2-12 una desviación estándar correspondiente de **$Z_r = -0,841$** .

4.5.1.7 Error Standard (S_o)

Es un variable que refleja la incertidumbre de los parámetros de diseño adoptado, principalmente con relación a la proyección de tráfico y a la estimación del desempeño de la vía (índice de serviciabilidad).

para nuestro caso de acuerdo a la normativa Aashto se tomará:

$$S_o = 0,44.$$

4.5.1.8 Coeficiente de drenaje

De acuerdo a la guía de diseño de 1993 (DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURES AASHTO 93), el efecto de la humedad y el drenaje es directamente considerado en términos de su incidencia en la resistencia de las capas sub rasante, sub base y base del pavimento, mediante la inclusión de coeficientes que modifican el aporte estructural de cada capa. Las tablas 2-14 y 2-15 dan referencias del drenaje en función del tiempo y porcentaje de saturación para elegir el coeficiente de drenaje.

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, es decir que se adopta un valor $m_i = 1$.

Para nuestro proyecto se tomará un coeficiente de drenaje igual a **m=1** para toda la estructura.

4.5.1.9 Caracterización de los materiales que conformarán las distintas capas.

Base granular

Considerando una base conformada con agregados estabilizados granulométricamente, cuyo CBR es de:

CBR = **80 %** al 100 % de la densidad máxima de compactación.

Subbase granular

CBR = **30 %** al 97 % de la densidad máxima de compactación.

Subrasante

En el presente proyecto el CBR de diseño se tomará el valor correspondiente al grado de compactación del 95% de la densidad máxima (AASHTO T-180), porcentaje que es estandarizado en obras viales, de acuerdo a las características de los suelos del estudio

geotécnico se obtuvo un CBR=11,2% como valor más bajo y un CBR=53% como valor más alto.

Para el cálculo del pavimento se diseñará con un **CBR=11,2%**

4.5.1.10 Coeficientes estructurales

Los valores de los coeficientes utilizados para el diseño de los espesores de capas del pavimento son tomados considerando las recomendaciones de la normativa Aashto.

Tabla 4-9 Coeficientes estructurales pavimento flexible.

Capa	Coefficiente
Asfalto	0,44
Base granular	0,14
Subbase granular	0,11

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 4-10, se muestran los espesores mínimos para carpetas asfálticas y bases granulares, sugeridos en función del tránsito, por el método AASHTO-93.

Tabla 4-10 Espesores mínimos, en pulgadas, en función de los ejes equivalentes.

Tránsito (ESAL's) en ejes equivalentes	Carpetas de concreto asfáltico (plg)	Bases granulares (plg)
Menos de 50.000	1,0 o T.S.	4,0
50.001 – 150.000	2,0	4,0
150.001 – 500.000	2,5	4,0
500.001 – 2.000.000	3,0	6,0

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

4.5.1.11 Módulo resiliente de acuerdo a AASHTO 93

Para materiales de subrasante con CBR mayor de 7.2% pero menor o igual a 20.0%.

$$MR = 3000 * CBR^{0.65}$$

Con un CBR= 11,2%

$$MR=14424$$

4.5.1.12 Determinación del número estructural (SN) para pavimentos flexibles

El CBR de la subrasante para estas progresivas es de:

CBR = 11,2 % al 95 % de la densidad máxima de compactación.

El método de diseño de la AASHTO para la determinación del número estructural requerido se lo realiza con la siguiente formula de diseño:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9,36 \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log(\Delta PSI)}{4,2 - 1,5} + 2,32 \log M_R - 8,07$$
$$40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}$$

Para simplificar el cálculo se hizo uso del programa “AASHTO V2”

Imagen 4-3 Aplicación de programa Aashto 93

Tipo de Pavimento		Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So)	
<input checked="" type="radio"/> Pavimento flexible	<input type="radio"/> Pavimento rígido	80 % Zr=-0.841	So = 0.44
Serviciabilidad inicial y final		Módulo resiliente de la subrasante	
PSI inicial = 4.2	PSI final = 2	Mr = 14424.91 psi	
Información adicional para pavimentos rígidos			
Módulo de elasticidad del concreto - Ec (psi)		Coefficiente de transmisión de carga - (J)	
Módulo de rotura del concreto - Sc (psi)		Coefficiente de drenaje - (Cd)	
Tipo de Análisis		Número Estructural	
<input checked="" type="radio"/> Calcular SN	W18 = 217916	SN =	1.92

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-11 Resumen de cálculo de SN

Número estructural		1,92		Módulo resiliente (psi)	14.424,91
ESALs		217915,87		Serviciabilidad inicial	4,2
Confiabilidad		0,80		Serviciabilidad final	2
Desviación estándar		-0,84			
Capa de material	Coefficiente de capa	coeficiente de drenaje (m)	Espesor (plg)	Numero estructural de capa (SN)	Espesor (cm)
Asfalto	0,44	1	2	0,88	5
Base granular	0,14	1	4	0,56	10
Sub base granular	0,11	1	4	0,48	10
				1,92	25

Fuente: Elaboración propia

Verificación de espesores de capa:

$$SN \leq SN1 + SN2 + SN3$$

$$1,92 \leq 0,88 + 0,56 + 0,42$$

$$1,92 \leq 1,92 \text{ ¡Ok cumple!}$$

4.5.2 Alternativa 2 pavimento con tratamiento superficial doble

Los procedimientos involucrados en el actual método de diseño, está basado en la ecuación original de la AASHTO. El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un “número estructural SN” para el tratamiento superficial doble, que pueda soportar el nivel de carga solicitado.

4.5.2.1 Análisis de tráfico

Para determinar el N° de ejes que causen un daño de 18kips se usara el método simplificado de la AASHTOO cuya ecuación es la siguiente:

$$W_{18} = TPDA * TF * FD * Fc * FC * 365$$

Donde:

TPDA=Tráfico promedio diario inicial

FD= Factor de distribución

Fc= Factor de carril

FC= Crecimiento $((1+i)^p - 1) / i$

Trafico promedio diario anual inicial (TPDA)

Según estudio de tráfico:

TPDA=127 vehículos

Tabla 4-12 Porcentaje de composición del TPDA

Tipo de vehículo	%TPDA
Auto-jeep-van	46,25
Camioneta	22,50
Bus	17,50
Camión peq.	13,75
Total	100,00

Fuente: Elaboración propia

Factor de distribución (FD):

La distribución se toma un 50% de tránsito por cada dirección del flujo vehicular censado:

$$\mathbf{FD=0.5}$$

Factor de carril (Fc):

Según Tabla 2-10, para un carril en cada sentido:

$$\mathbf{Fc=1}$$

Crecimiento (FC):

Utilizando la ecuación proporcionada por la AASHTO:

$$FC = \frac{(1 + i)^n - 1}{i}$$

Donde:

$i(\text{decimal}) = 2,52\%$ Tasa de crecimiento de camiones de clase 5 para arriba según FHWA
 $n(\text{años}) = 8$ Periodo de diseño

$$FC = 8,74$$

Carga por eje

Tabla 4-13 Cargas adoptadas por tipo de eje

Cargas adoptadas por tipo de eje				
Tipo de eje	Carga ton.		Carga kips	
	Eje delantero	Eje trasero	Eje delantero	Eje trasero
Automóvil + jeep	1,4	1,4	3	3
Camioneta	1,8	1,8	4	4
Bus mediano	4	6,3	9	14
Camión peq.	7	8	15	18

Fuente: Elaboración propia

Factor de camión (TF)

Para expresar el daño que produce el tráfico, en términos del deterioro que produce un vehículo en particular, hay que considerar la suma de los daños producidos por cada eje de ese tipo de vehículo. De este criterio nace el concepto de Factor de Camión, que se define como el número de ESAL's por número de vehículo. Este factor puede ser calculado para cada tipo de camiones, o para todos los vehículos como un promedio de una determinada configuración de tráfico.

$$Factor\ camion = TF = \frac{N^{\circ} Esals}{N^{\circ} de\ camiones}$$

Considerando que los volúmenes vehiculares en el DISEÑO DE INGENIERÍA TRAMO LA CALAMA- CHAUPILOMA no son altos, en el uso de tablas proporcionadas por la AASHTOO para el cálculo se consideraron:

Número estructural SN igual a 2,0 (plg) y una serviciabilidad final de $pt = 2,0$.

Tabla 4-14 Cálculo de factor camión

TPDA	127					
Tipo de veh.	%TPDA	Vol. TPDA	Tipo eje	carga x eje (kips)	LEF	ESALs
Automóviles	46,25	55,96	Delantero	3	0,0016	0,09
			Trasero	3	0,0016	0,09
Camionetas	22,50	27,00	Delantero	4	0,0030	0,08
			Trasero	4	0,0030	0,08
Bus	17,50	21,00	Delantero	9	0,0600	1,27
			Trasero	14	0,3380	7,16
Camión peq	13,75	17,00	Delantero	15	0,4680	7,79
			Trasero	18	1,0000	16,64
Total	100	121				33,20

Fuente: Elaboración propia.

$$Factor\ camion = TF = \frac{N^{\circ} Esals}{N^{\circ} de\ camiones} = \frac{33,2}{121} = 0,274$$

Cálculo de W18= ESAL's:

En el siguiente cuadro se presenta el resumen de cálculo de N° ESALs para cada tipo de vehículo:

Tabla 4-15 Calculo de ejes equivalentes

Tipo de veh.	Vol. TPDA	factor de crecimiento	Tránsito de diseño	factor de camión TF	N° de ESALs
Automóviles + jeep	56	8,74	178573	0,274	24498
Camionetas	27	8,74	86873	0,274	11918
Bus	21	8,74	67568	0,274	9270
Camión peq	17	8,74	53089	0,274	7283
Total	121				52969

Fuente: Elaboración propia

$$W18=ESALs=52.969$$

4.5.2.2 Periodo de diseño

El periodo de diseño del pavimento se tomó para una proyección de 8 años para pavimento flexible con concreto asfáltico (CA) tiempo de vida útil que se tomará para la carretera de proyecto según la tabla de periodo de diseño.

4.5.2.3 Índice de serviciabilidad inicial (P_o)

AASHTO estableció valores que se recomiendan dependiendo del tipo de pavimento, son los siguientes:

$P_o = 4,5$ para pavimentos rígidos

$P_o = 4,2$ para pavimentos flexibles.

4.5.2.4 Índice de serviciabilidad final (P_t)

$P_t = 2,5$ o más para caminos muy importantes.

$P_t = 2,0$ para caminos de tránsito menor.

4.5.2.5 Perdida índice serviciabilidad

Por tanto:

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

$$\Delta PSI = P_o - P_t = 4,2 - 2$$

$$\Delta PSI = 2,2$$

4.5.2.6 Confiabilidad

La norma AASHTO recomienda distintos niveles de confiabilidad en base a la clasificación funcional de las vías tal como se muestra en la tabla 2-11.

En nuestro caso se tomará una confiabilidad del **80%** y según tabla 2-12 una desviación estándar correspondiente de **$Z_r = -0,841$** .

4.5.2.7 Error Standard (So)

Es un variable que refleja la incertidumbre de los parámetros de diseño adoptado, principalmente con relación a la proyección de tráfico y a la estimación del desempeño de la vía (índice de serviciabilidad).

para nuestro caso de acuerdo a la normativa Aashto se tomará:

$$\mathbf{So = 0,44.}$$

4.5.2.8 Coeficiente de drenaje

Para nuestro proyecto se tomará un coeficiente de drenaje igual a **m=1** para toda la estructura.

4.5.2.9 Caracterización de los materiales que conformarán las distintas capas.

Base granular

Considerando una base conformada con agregados estabilizados granulométricamente, cuyo CBR es de:

CBR = 80 % al 100 % de la densidad máxima de compactación.

Subbase granular

La capa subbase también debe ser de material granular estabilizada granulométricamente o también dosificada con otros materiales, se tiene:

CBR = 30 % al 97 % de la densidad máxima de compactación.

Subrasante

En el presente proyecto el CBR de diseño se tomará el valor correspondiente al grado de compactación del 95% de la densidad máxima (AASHTO T-180), porcentaje que es estandarizado en obras viales, de acuerdo a las características de los suelos del estudio geotécnico se obtuvo un CBR=11,2% como valor más bajo y un CBR=53% como valor más alto.

Para el cálculo del pavimento se diseñará con un **CBR=11%**

4.5.2.10 Coeficientes estructurales

Los valores de los coeficientes estructurales utilizados para el diseño de los espesores de capas del pavimento son tomados considerando las recomendaciones de la normativa Aashto.

Tabla 4-16 Coeficientes estructurales tratamiento superficial doble.

Capa	Coefficiente
Asfalto	0,30
Base granular	0,14
Subbase granular	0,11

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 4-17, se muestran los espesores mínimos para carpetas asfálticas y bases granulares, sugeridos en función del tránsito, por el método AASHTO-93.

Tabla 4-17 Espesores mínimos, en pulgadas, en función de los ejes equivalentes.

Tránsito (ESAL's) en ejes equivalentes	Carpetas de concreto asfáltico (plg)	Bases granulares (plg)
Menos de 50.000	1,0 o T.S.	4,0
50.001 – 150.000	2,0	4,0
150.001 – 500.000	2,5	4,0
500.001 – 2.000.000	3,0	6,0
2.000.001 – 7.000.000	3,5	6,0
Mayor de 7.000.000	4,0	6,0

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

4.5.2.11 Módulo resiliente de acuerdo a AASHTO 93.

Para materiales de subrasante con CBR mayor de 7.2% pero menor o igual a 20.0%.

$$MR = 3000 * CBR^{0,65}$$

Con un CBR= 11 %

$$MR=14424$$

4.5.2.12 Determinación del número estructural (SN) para pavimentos flexibles.

El CBR de la subrasante para estas progresivas es de:

CBR = 11,2 % al 95 % de la densidad máxima de compactación.

El método de diseño de la AASHTO para la determinación del número estructural requerido se lo realiza con la siguiente formula de diseño:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9,36 \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log(\Delta PSI)}{4,2 - 1,5} + 2,32 \log M_R - 8,07$$

$$40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}$$

Imagen 4-4 Aplicación de programa Aashto 93 -V2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4-18 Resumen de cálculo de SN

Número estructural	1,50	Módulo resiliente (psi)	14.424,91		
ESALs	52968,77	Serviciabilidad inicial	4,2		
Confiabilidad	0,80	Serviciabilidad final	2		
Desviación estándar	-0,84				
Capa de Material	Coefficiente de capa	coeficiente de drenaje (m)	Espesor (plg)	Numero Estructural de capa (SN)	Espesor (cm)
Asfalto	0,30	1	1	0,30	2,5
Base Granular	0,14	1	4	0,56	10,0
Sub Base Granular	0,11	1	4	0,66	20,0
				1,52	32,5

Fuente: Elaboración propia

Verificación de espesores de capa:

$$SN \leq SN1 + SN2 + SN3$$

$$1,50 \leq 0,30 + 0,56 + 0,66$$

$$1,50 \leq 1,52 \text{ ¡Ok cumple!}$$

4.6 Diseño hidráulico

El diseño hidráulico de las estructuras de drenaje corresponde determinar la sección transversal, la carga hidráulica y garantizar su funcionamiento.

4.6.1 Cunetas

Por ser obras de canalización y evacuación de aguas producidas por precipitación, las cunetas que se diseñan no serán en todo el tramo sino en lugares estratégicos donde sea insuficiente el escurrimiento propio por gravedad a los bordes del terreno.

Tabla 4-19 Coeficiente de rugosidad de Manning

Materiales	N
Hormigón	0,013 – 0,017
Metal corrugado	
Ondulaciones estándar (68mm x13mm) 25%	0,024
revestido	0,021
Totalmente revestido	0,012
Ondulaciones medias (76mmx25mm) 25%	0,027
revestidas	0,023
totalmente revestidas	0,012
Ondulaciones grandes (152mm x51mm) 25%	
revestidos	0,026
totalmente revestidos	0,012

Fuente: Manual de la ABC “Diseño Geométrico”

4.6.1.1 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración que se utilizará para cálculo hidráulico de las cunetas y las alcantarillas de alivio será según la norma ABC:

$$t = 10 \text{ min} = 0,167 \text{ h}$$

4.6.1.2 Intensidad máxima de la cuenca

Para este cálculo se precisa saber algunos parámetros característicos de la cuenca, como para este caso el tiempo de concentración. Las siguientes formulas determinada en el estudio hidrológico será la que nos proporcione este valor.

$$i(\text{mm/h}) = \frac{17,623 * T^{0,1625}}{t^{0,663}}$$

Donde:

T=Periodo de retorno

t= Duración de lluvia (tiempo de concentración).

Tabla 4-20 Intensidad máxima para alcantarilla

Periodo de retorno T	Tiempo de concentración (h)	Intensidad de diseño (mm/h)
10,00	0,16	86,00

Fuente: Elaboración propia

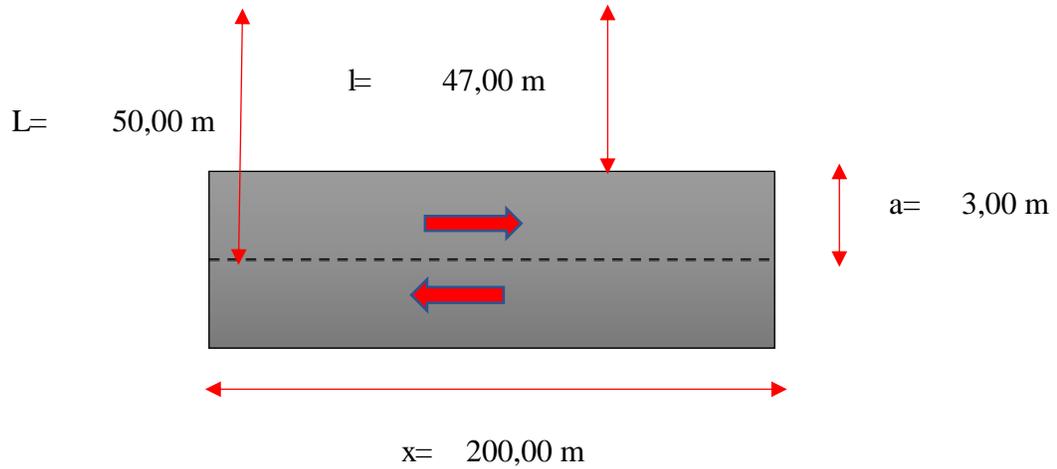
4.6.1.3 Diseño de cunetas

Progresiva: 3+800-4+000 Lado: Izq.

Datos:

a= 3,00 Ancho de carril (m).
C1= 0,90 Coeficiente de escorrentia de calzada
C2= 0,28 Coeficiente de escorrentia del terreno (suelo con alto relieve 0,20-0,28)
I= 84,04 Intensidad de lluvia (mm/h)
n= 0,02 Coeficiente de Manning (revestida de H° 0,013-0,017)
S= 0,10 Pendiente de cuneta (m/m)
L= 50,00 Derecho de via (m)

Cálculo del caudal de diseño



Area de calzada: $A_1(\text{m}^2) = 600,00 \text{ m}^2$

Area de terreno natural: $A_2(\text{m}^2) = 9400 \text{ m}^2$

Area total: $A_t(\text{km}^2) = 0,01$

Coefficiente de escorrentia ponderado:

$$C_p = \frac{\sum A_i * C_i}{\sum A_i}$$

$C_p = 0,32$

Coefficiente de uniformidad

$$CU = 1 + \frac{tc^{1,25}}{tc^{1,25} + 14}$$

$CU = 1,01$

Caudal de diseño:

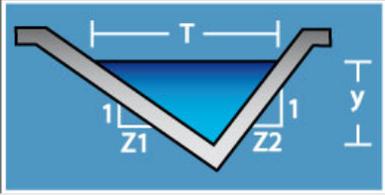
$$Q = CU * \frac{C_p * I_t * A_t}{3,6}$$

$Q(\text{m}^3/\text{s}) = 0,07$

Imagen 4-5 Calculo de tirante en programa H canales

Lugar:	Prov. Mendez	Proyecto:	Diseño de Ingeniería del
Tramo:	La Calama - Chaupiloma	Revestimiento:	H*

Datos:	
Caudal (Q):	0.08 m ³ /s
Ancho de solera (b):	0 m
Talud 1 (Z1):	1
Talud 2 (Z2):	2
Rugosidad (n):	0.15
Pendiente (S):	0.1044 m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	0.3120 m	Perímetro (p):	1.1390 m
Area hidráulica (A):	0.1461 m ²	Radio hidráulico (R):	0.1282 m
Espejo de agua (T):	0.9361 m	Velocidad (v):	0.5477 m/s
Número de Froude (F):	0.4427	Energía específica (E):	0.3273 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Fuente: Elaboración propia

Bordo libre $BL = y/3$

Altura de cuneta $BL = 10,33 = 10\text{cm}$
 $yt = y + BL$

$Yt = 41 = 40\text{cm.}$ Asumido

Tabla 4-21 Ubicación de cunetas

Ubicación de cunetas					
0+000	0+200	izq.			
0+200	0+360	izq.	0+330	0+340	der.
0+400	0+500	izq.	0+470	0+500	der.
0+540	0+620	izq.	0+600	0+620	der.
0+680	0+870	izq.	0+690	0+890	der.
			0+890	1+060	der.
1+300	1+370	izq.			
1+635	1+840	izq.	1+760	1+840	der.
1+840	2+040	izq.	1+840	2+040	der.
2+040	2+240	izq.	2+040	2+240	der.
2+240	2+300	izq.			
2+490	2+600	izq.	2+480	2+650	der.
2+720	2+840	izq.	2+700	2+900	der.
2+960	3+000	izq.	2+900	3+000	der.
3+190	3+380	izq.	3+190	3+380	der.
3+380	3+580	izq.	3+380	3+580	der.
3+580	3+690	izq.	3+580	3+690	der.
3+730	3+880	izq.	3+690	3+880	der.
3+880	4+000	izq.	3+880	4+000	der.
4+140	4+320	izq.	4+120	4+320	der.
4+320	4+420	izq.	4+320	4+420	der.
4+600	4+750	izq.	4+600	4+750	der.
4+780	4+880	izq.	4+750	4+880	der.
5+090	5+160	izq.	5+070	5+180	der.
5+590	5+780	izq.	5+590	5+780	der.
5+780	5+960	izq.	5+780	6+039	der.

Fuente: Elaboración propia

4.6.2 Diseño de alcantarillas de alivio

Son obras de drenaje cuyo propósito es captar las aguas que vienen de las cunetas para encausarlas y llevarlas a un desagüe al otro extremo de la carretera de manera que no afecten esas aguas a la estructura de la carretera. Son obras importantes porque permiten garantizar que la estructura de la carretera este alejado de aguas superficiales, por ello se

recomienda que las alcantarillas de alivio estén colocadas sistemáticamente cada 200 m en puntos singulares como los puntos más bajos en el perfil longitudinal

4.6.2.1 Intensidad máxima para la alcantarilla de alivio

$$i(\text{mm/h}) = \frac{17,623 * T^{0,1625}}{t^{0,663}}$$

Para este cálculo se precisa saber algunos parámetros característicos de la cuenca, como para este caso el tiempo de concentración. Las siguientes formulas determinada en el estudio hidrológico será la que nos proporcione este valor.

Donde:

T=Periodo de retorno

t= Duración de lluvia (tiempo de concentración).

Tabla 4-22 Intensidad máxima para alcantarilla de alivio

Periodo de retorno T	Tiempo de concentración (h)	Intensidad de diseño (mm/h)	
25 años	0,167	97,53	Diseño
50 años	0,167	109,20	Verificación

Fuente: Elaboración propia

4.6.2.2 Cálculo de alcantarilla

Ejemplo:

Progresiva: 3+800

Lado: Izq.

Datos:

a = 3,00 Ancho de carril (m).

C1 = 0,90 Coeficiente de escorrentia de calzada

C2 = 0,28 Coeficiente de escorrentia del terreno (suelo con alto relieve 0,20-0,28)

I = 97,53 Intensidad de lluvia (mm/h) (T=25 años)

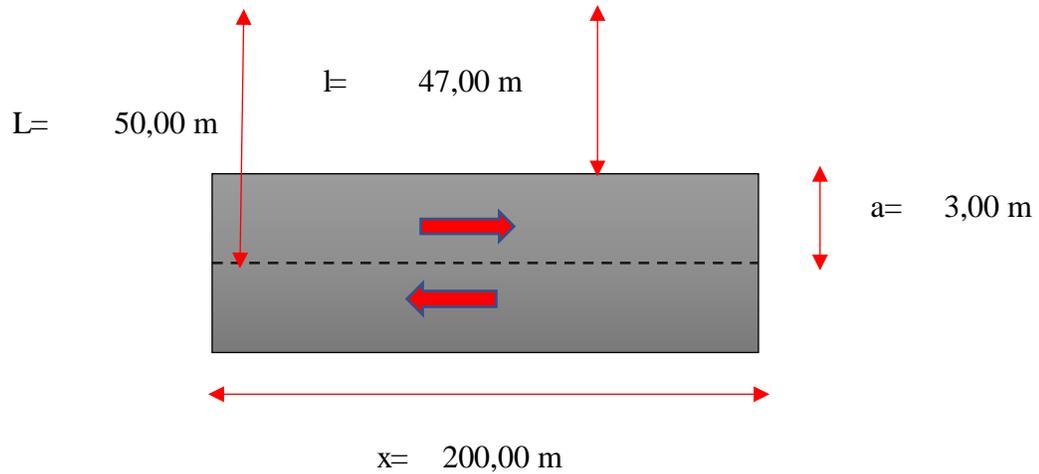
I = 109,16 Intensidad de lluvia (mm/h) (T=50 años)

n = 0,02 Coeficiente del metal corrugado con ondulación estándar ARMCO

S = 0,02 Pendiente de alcantarilla (m/m) (pendiente autolimpiante)

L = 50,00 Derecho de via (m)

Cálculo de caudal de diseño



Area de calzada: $A_1(\text{m}^2) = 600,00 \text{ m}^2$

Area de terreno natural: $A_2(\text{m}^2) = 9400 \text{ m}^2$

Area total: $A_t(\text{km}^2) = 0,010 \text{ m}^2$

Coficiente de escorrentia ponderado:

$$C_p = \frac{\sum A_i * C_i}{\sum A_i}$$

$C_p = 0,32$

Coficiente de uniformidad:

$$CU = 1 + \frac{tc^{1,25}}{tc^{1,25} + 14}$$

$CU = 1,01$

Caudal de diseño:

$$Q = CU * \frac{C_p * It * A_t}{3,6}$$

$Q(\text{m}^3/\text{s}) = 0,09 \quad (T=25 \text{ años})$

$Q(\text{m}^3/\text{s}) = 0,10 \quad (T=50 \text{ años})$

Imagen 4-6 Cálculo de sección transversal de alcantarilla de alivio tipo para un periodo de 25 años

Diseño para una relación tirante - diámetro y/d, conocido

Lugar:	La Calama	Proyecto:	Diseño de Ingeniería
Tramo:	La calama- Chaupiloma	Revestimiento:	ARMCO

Datos:

Caudal (Q):	0.087	m ³ /s
Relación (y/d):	0.6	
Rugosidad (n):	0.024	
Pendiente (S):	0.02	m/m



Resultados:

Diámetro (d):	0.3699	m	Perímetro mojado (p):	0.6555	m
Tirante (y):	0.2219	m	Radio hidráulico (R):	0.1027	m
Área hidráulica (A):	0.0673	m ²	Velocidad (v):	1.2923	m/s
Espejo de agua (T):	0.3624	m	Energía específica (E):	0.3071	m·Kg/Kg
Número de Froude (F):	0.9573		Tipo de flujo:	Subcrítico	

Fuente: H-canales v3.1 y elaboración propia

Nota: Se trabajó con el caudal de diseño para un periodo de 25 años, usando la relación $y/d = 0,6$, pero por restricciones de la normativa de la ABC se debe colocar un tubería de diámetro 0,8 metros de ARMCO que es la que se encuentra en el mercado, la longitud de la tubería se la determina con la sumatoria del ancho de calzada, más el ancho de berma por dos, más las inclinaciones de talud y por seguridad se aumenta 0,5 metros en la entrada y salida, lo que nos daría un total de 9,0 metros de longitud de tubería aproximadamente.

Se tiene que verificar el periodo de retorno de 25 años a 50 años, como lo exige los manuales técnicos para el diseño de carreteras en Bolivia.

Imagen 4-7 Cálculo de sección transversal de alcantarilla de alivio tipo para un periodo de 50 años

Diseño para una relación tirante - diámetro y/d, conocido

Lugar: **La Calama** Proyecto: **Diseño de Ingeniería**
 Tramo: **La calama- Chaupiloma** Revestimiento: **ARMCO**

Datos:

Caudal (Q): **0.097** m³/s
 Relación (y/d): **0.6**
 Rugosidad (n): **0.024**
 Pendiente (S): **0.02** m/m



Resultados:

Diámetro (d): 0,3853 m	Perímetro mojado (p): 0,6828 m
Tirante (y): 0,2312 m	Radio hidráulico (R): 0,1070 m
Área hidráulica (A): 0,0730 m ²	Velocidad (v): 1,3279 m/s
Espejo de agua (T): 0,3775 m	Energía específica (E): 0,3211 m-Kg/Kg
Número de Froude (F): 0,9638	Tipo de flujo: Subcrítico

Calcular Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Retorna al Menú principal 11:45 17/5/2022

Fuente: H-canales v3.1 y elaboración propia

Nota: Se usaron los mismos datos que la anterior alcantarilla de alivio, lo único que cambio es la intensidad máxima de lluvia de 50 años, por lo tanto, el caudal de diseño aumento un poco al anterior, y así se comprueba y verifica, que un diámetro de 0,8 metros estaría funcionando de igual manera para otro periodo de retorno superior.

El cálculo de las demás alcantarillas se encuentra en el Anexo 7 Diseños de alcantarillas.

A continuación, se presenta una tabla donde se detalla la ubicación, el tipo de obra y su longitud de las alcantarillas de alivio:

Tabla 4-23 Ubicación de alcantarillas de alivio

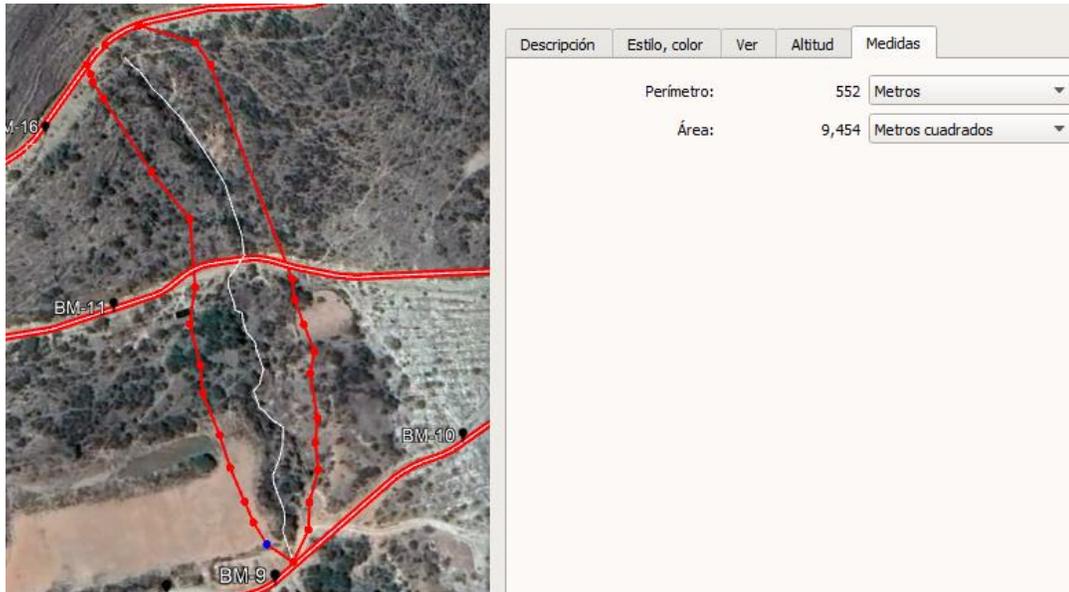
N°	Progresiva	Tipo de obra	Longitud (m)	Diámetro (m)
1	0+200	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
2	0+680	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
3	1+648	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
4	1+840	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
5	2+052	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
6	2+700	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
7	2+900	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
8	3+190	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
9	3+437	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
10	3+713	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
11	4+120	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
12	4+274	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
13	4+600	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
14	4+775	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
15	5+080	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
16	5+590	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8
17	5+780	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	9	0,8

Fuente: Elaboración propia

4.6.2.3 Diseño de alcantarillas de cruce

Delimitación de cuenca de aporte

Imagen 4-8 Cuenca de aporte de alcantarilla de cruce N°1



Fuente: Google Earth y elaboración propia

Parámetros morfológicos de la cuenca

A(km ²) =	0,009	Área de la cuenca
H(m)=	87,000	Desnivel máximo)
L(km)=	0,304	Longitud del río principal
J(m/m) =	0,281	Pendiente media del río principal
S(m)=	0,020	Pendiente adoptada para la tubería
Punto más alto	2271	m.s.n.m.
Punto más bajo	2184	m.s.n.m

Tiempo de concentración

Tabla 4-24 Calculo de tiempo de concentración

Autor	Tc
Kirpich=	0,044
Pasini=	0,001
Temes=	0,035
Ventura Heras	0,002
Promedio=	0,040

Fuente: Recopilación de datos y elaboración propia

Al ser los tiempos de concentración mínimos incoherentes se opta por determinar el promedio con los máximos tiempos de concentración obtenidos.

Tabla 4-25 Características topográficas de la microcuenca

Vegetación	Área (km²)	Coefficiente de escurrimiento (C)	CP
Cultivos	0,003	0,500	0,350
Pastizales	0,007	0,280	

Fuente: Recopilación de datos y elaboración propia

Intensidad para alcantarilla de cruce

Para este cálculo se precisa saber algunos parámetros característicos de la cuenca, como para este caso el tiempo de concentración. Las siguientes formulas determinada en el estudio hidrológico será la que nos proporcione este valor.

$$i(mm/h) = \frac{17,623 * T^{0,1625}}{t^{0,663}}$$

Donde:

T=periodo de retorno

t= duración de lluvia (tiempo de concentración).

Tabla 4-26 Intensidad máxima para alcantarilla de cruce

Periodo de retorno T	Tiempo de concentración (h)	Intensidad de diseño (mm/h)	
25 años	0,040	252,26	Diseño
50 años	0,040	282,3	Verificación

Fuente: Elaboración propia

Caudal de diseño

Aplicando la ecuación de Manning obtenemos que:

$$Q = * \frac{Cp * It * At}{3,6}$$

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = \mathbf{0,229} \quad (\text{T}=25 \text{ años})$$

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = \mathbf{0,257} \quad (\text{T}=50 \text{ años})$$

Imagen 4-9 Cálculo y verificación de sección transversal de alcantarilla de cruce para un periodo de 25 años y 50 años

Diseño para una relación tirante - diámetro y/d, conocido

Lugar: **La Calama- Chaupiloma** Proyecto: **Diseño de Ingeniería**
 Tramo: **La Calama- Chaupiloma** Revestimiento: **ARMCO**

Datos:

Caudal (Q): **0.229** m³/s
 Relación (y/d): **0.6**
 Rugosidad (n): **0.024**
 Pendiente (S): **0.02** m/m

Resultados:

Diámetro (d): **0.5317** m Perímetro mojado (p): **0.9423** m
 Tirante (y): **0.3190** m Radio hidráulico (R): **0.1476** m
 Área hidráulica (A): **0.1391** m² Velocidad (v): **1.6460** m/s
 Espejo de agua (T): **0.5210** m Energía específica (E): **0.4571** m-Kg/Kg
 Número de Froude (F): **1.0170** Tipo de flujo: **Supercrítico**

Calcular Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Ejecuta las operaciones 09:59 24/5/2022

Verificación

Diseño para una relación tirante - diámetro y/d, conocido

Lugar: **La Calama- Chaupiloma** Proyecto: **Diseño de Ingeniería**
 Tramo: **La Calama- Chaupiloma** Revestimiento: **ARMCO**

Datos:

Caudal (Q): **0.257** m³/s
 Relación (y/d): **0.6**
 Rugosidad (n): **0.024**
 Pendiente (S): **0.02** m/m



Resultados:

Diámetro (d): **0.5553** m Perímetro mojado (p): **0.9840** m
 Tirante (y): **0.3332** m Radio hidráulico (R): **0.1542** m
 Área hidráulica (A): **0.1517** m² Velocidad (v): **1.6942** m/s
 Espejo de agua (T): **0.5440** m Energía específica (E): **0.4794** m-Kg/Kg
 Número de Froude (F): **1.0244** Tipo de flujo: **Supercrítico**

Calculadora Limpia Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Ejecuta las operaciones 10:00 24/5/2022

Fuente: H-canales v3.1 y elaboración propia

El cálculo de las demás alcantarillas se encuentra en el Anexo 8 Diseño de alcantarillas de cruce.

Tabla 4-27 Ubicación de alcantarillas de cruce

Nº	Progresiva	Tipo de obra	Longitud (m)	Diámetro (m)
1	0+507,80	Alcantarilla de cruce de metal corrugado simple	12	1
2	0+851,32	Alcantarilla de cruce de metal corrugado simple	12	1
3	1+567,21	Alcantarilla de cruce de metal corrugado simple	12	1
4	2+416,27	Alcantarilla de cruce de metal corrugado simple	12	1
5	2+540,22	Alcantarilla de alivio de metal corrugado simple	12	1
6	3+108,77	Alcantarilla de cruce de metal corrugado simple	12	1

Fuente: Elaboración propia

4.7 Cubicaje, cronograma, costos y presupuesto general

4.7.1 Cálculos métricos de las actividades

Estas planillas muestran las cantidades de los ítems a realizar, dando un detalle completo de todos ellos. Estos valores se pueden revisar el detalle en la sección del Anexo 9 Cálculos métricos.

4.7.2 Análisis de precios unitarios

En estas planillas se puede ver en detalle los materiales, mano de obra y equipo necesario para realizar las diferentes actividades que se desarrollarán en la construcción del camino. Estos datos se detallan en el Anexo 10 Precios unitarios.

4.7.3 Presupuesto general de ejecución.

4.7.3.1 Pavimento flexible

Tabla 4-28 Presupuesto general de pavimento flexible

Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
M01-OBRAS PRELIMINARES					376.099,86
1	Mov. y desmov. de equipo y maquinaria	glb	1	9.996,21	9996,21
2	Inst. de faenas	glb	1	17.188,30	17188,30
3	Provisión y colocado de letrero de obra	pza	1,00	2.688,11	2688,11
4	Replanteo y control topográfico	km	6,04519	598,55	3618,32
5	Desbroce y limpieza	ha	45,34	7.556,62	342608,92
M02-MOVIMIENTO DE TIERRAS					7.590.881,04
6	Excavación no clasif. c/maquinaria	m3	198820,85	23,19	4611424,06
7	Conformación de terraplén c/ material de corte	m3	169249,07	16,33	2764484,82
9	Sobre acarreo de material excedente	m3*Km	29571,78	7,27	214972,15
M03-CONFORMADO DE PAQUETE ESTRUCTURAL					5.472.335,75

10	Prov. y confor. de la capa sub base	m3	8584,1698	142,36	1222009,85
11	Prov. y confor. de capa base	m3	4261,859	161,22	687108,19
12	Imprimación bituminosa	m2	42316,33	8,03	339871,70
13	Tratamiento superficial simple para berma	m2	3022,595	17,62	53248,37
14	Carpeta de concreto asfáltico de E= 5 cm	m2	36271,14	87,40	3170097,64
M04- OBRAS DE ARTE MENOR					1.395.387,05
15	Replanteo de alcantarillas	pza	23	43,17	992,98
16	Excavación no clasif. c/ maquinaria para obras de drenaje.	m3	2661,3584	22,41	59642,32
17	Provisión y colocado de cama de arena	m3	26,26	172,13	4520,11
18	Relleno y compactado de obras de drenaje	m3	385,65	21,93	8458,24
19	Prov. y coloc. alcantarilla de alivio D=0,8m	m	153	1265,7939	193666,46
20	Prov. y coloc. alcantarilla de cruce D=1m	m	72	1.444,18	103980,79
21	H°c° p/alcnt. 50%pd	m3	37,985618	437,40	16614,93
22	Cuneta revestida en corte	m	6803,62	148,08	1007511,22
M06- ENTREGRA DE OBRA					10.176,64
23	Limpieza general de la obra	glb	1	9.543,34	9543,34
24	Placa entrega de obra	glb	1	633,30	633,30
TOTAL					14.844.880,33
Son: Catorce Millón(es) Ochocientos Cuarenta y Cuatro Mil Ochocientos Ochenta con 33/100 bolivianos					

Fuente: Elaboración propia

4.7.3.2 Tratamiento superficial doble

Tabla 4-29 Presupuesto general de tratamiento superficial doble

Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
M01-OBRAS PRELIMINARES					376.099,86
1	Mov. y desmov. de equipo y maquinaria	glb	1	9.996,21	9996,21
2	Inst. de faenas	glb	1	17.188,30	17188,30
3	Provisión y colocado de letrero de obra	pza	1,00	2.688,11	2688,11
4	Replanteo y control topográfico	km	6,04519	598,55	3618,32
5	Desbroce y limpieza	ha	45,34	7.556,62	342608,92
M02-MOVIMIENTO DE TIERRAS					7.590.881,04
6	Excavación no clasif. c/maquinaria	m3	198820,85	23,19	4611424,06
7	Conformación de terraplén c/ material de corte	m3	169249,07	16,33	2764484,82
9	Sobre acarreo de material excedente	m3*Km	29571,78	7,27	214972,15
M03-CONFORMADO DE PAQUETE ESTRUCTURAL					3.637.502,06
10	Prov. y confor. de la capa sub base	m3	8584,1698	142,36	1222009,85
11	Prov. y confor. de capa base	m3	4261,859	161,22	687108,19
12	Imprimación bituminosa	m2	42316,33	8,03	339871,70
13	Tratamiento superficial simple para berma	m2	3022,595	17,62	53248,37
14	Tratamiento superficial doble	m2	36271,14	36,81	1335263,95
M04-OBRAS DE ARTE MENOR					1.395.387,05
15	Replanteo de alcantarillas	pza	23	43,17	992,98
16	Excavación no clasif. c/ maquinaria para obras de drenaje.	m3	2661,3584	22,41	59642,32
17	Provisión y colocado de cama de arena	m3	26,26	172,13	4520,11

18	Relleno y compactado de obras de drenaje	m3	385,65	21,93	8458,24
19	Prov. y coloc. alcantarilla de alivio D=0,8m	m	153	1265,7939	193666,46
20	Prov. y coloc. alcantarilla de cruce D=1m	m	72	1.444,18	103980,79
21	H°c° p/alcant. 50%pd	m3	37,985618	437,40	16614,93
22	Cuneta revestida en corte	m	6803,62	148,08	1007511,22
M06- ENTREGA DE OBRA					10.176,64
23	Limpieza general de la obra	glb	1	9.543,34	9543,34
24	Placa entrega de obra	glb	1	633,30	633,30
TOTAL					13.010.046,65
Son: Trece Millón(es) Diez Mil Cuarenta y Seis con 65/100 bolivianos					

Fuente: Elaboración propia

4.8 Elección de alternativa

De acuerdo a las alternativas mostradas de presupuesto se opta por el diseño de paquete estructural del Tratamiento superficial doble por ser más económico que un Pavimento Flexible y por ende más factible.

4.8.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas para la construcción del mejoramiento de camino tramo La Calama- Chaupiloma, se las desglosa en el Anexo 11 Especificaciones técnicas.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Luego de haber concluido con el diseño final del proyecto “DISEÑO DE INGENIERÍA DEL TRAMO LA CALAMA- CHAUPILOMA” se puede llegar a una serie de conclusiones y recomendaciones.

- Este proyecto tiene como objetivo de realizar el Diseño de Ingeniería tramo La Calama- Chaupiloma, regulado bajo normativas específicas, con la finalidad de obtener la alternativa más óptima de una carretera garantizando su transitabilidad en toda época del año, el cual se cumplió en su totalidad y se obtuvo los siguientes valores.

Tabla 5-1 Parámetros de referencia

Parámetros	Valores	Unidades
Categoría del camino	Desarrollo (2BD)	-
Velocidad de diseño (Vd)	30	km/h
Peralte máximo (em _{max})	7	%
Coefficiente de fricción transversal (f)	0,215	-
Radio mínimo (R _{mín})	25	m
Distancia mínima de frenado (D _f)	25	m
Distancia mínima de adelantamiento	180	m
Berma	0,5	m
Ancho de plataforma	7	m
Ancho de calzada (2a)	6	m
Ancho de carril (a)	3	m
Bombeo (T.S.D)	2,5	%
Pendiente longitudinal máxima de proyecto	10,79	%
Pendiente longitudinal norma	12	%
Pendiente longitudinal mínima de proyecto	3,25	%
Pendiente longitudinal mínima	0,5	%

Derecho de vía (red municipal)	10	m
Coeficiente Kc mínimo cóncavo	400	m
Coeficiente Kv mínimo convexo	3500	m
Talud de corte	0,33	.
Talud de terraplén	1.5	-
C.R. TSD	0.025	m
Capa base granular	0,10	m
Capa subbase granular	0,20	m

Fuente: Elaboración propia

- Se efectuó un levantamiento topográfico minucioso y a detalle para adquirir datos topográficos que abarca los 6.045 metros, considerando una distancia desde el eje con un valor aproximado a 30 metros, y sus respectivos BM, para su posterior procesamiento.
- Se determinó el tipo de suelo de la subrasante, mediante ensayos normados por los manuales, se los realizo en los laboratorios de suelos de la U.A.J.M.S., de todas las muestras obtenidas en la zona de La Calama-Chaupiloma, se pudo identificar un tipo de suelos predominante.

Tabla 5-2 Suelos predominantes

Tipo de suelos predominantes		
Clasificación AASHTO, SUCS	Nro. 1	Nro. 2
		A-2-4(0), GP
Descripción	Arena limosa, con grava	Arcilla inorgánica de baja plasticidad

Fuente: Resultados del estudio de suelos y elaboración propia

- Se elaboró el diseño de las obras de arte menor como ser las alcantarillas de alivio, alcantarilla de cruce y cunetas, en base a datos de la única estación pluviométrica (Estación Tucumillas), realizando el estudio hidrológico correspondiente del tramo en estudio para determinar alturas de lluvias máximas, intensidades máximas de lluvias y así poder determinar los caudales de diseño.

- Se definió mediante un estudio de tráfico el tipo y cantidad de vehículos que circulan en el tomando como punto de aforo el inicio del camino La Calama- Chaupiloma, se observó y determinó que en la zona existe un bajo movimiento vehicular, donde la proporción de vehículos livianos es la más significativa en comparación a buses y camiones.
- Se realizó el diseño geométrico, aplicando parámetros adoptados de la normativa de los manuales técnicos para el diseño de carreteras en Bolivia, también con el uso del software informático AutoCAD Civil 3D 2021.
- Se diseñó dos alternativas, una de pavimento flexible y la otra de un tratamiento superficial doble, seleccionando la mejor alternativa vial.
- Se elaboró los planos bimodales, planos de secciones transversales, planos de alcantarillas, que se encuentra en el tomo de planos y se presentó los resultados obtenidos de las dos alternativas de diseño para este tramo.
- Además, puedo decir, que el paquete estructural a usar será de tratamiento superficial doble, por ser el más adecuado para la región y es el más económico, no es por lo tanto un tramo de alto tráfico, si se encuentra en una zona productiva pero no es de alto tráfico, entonces eso hace que el proyecto haya alcanzado su objetivo.
- Se utilizó el método AASHTO – 93, para el paquete estructural de las dos alternativas: pavimento flexible y tratamiento superficial doble. El diseño de las mismas dio espesores mínimos, para el pavimento flexible (carpeta asfáltica) obtuvimos una capa sub base de 10cm, una base de 10 cm y una carpeta asfáltica de 5 cm, y para tratamiento superficial doble una capa sub base de 20 cm, la base de 10 cm y un tratamiento superficial doble de 2,5 cm.
- En el aspecto del proyecto como trabajo de aplicación, se concluye que los métodos de diseño y cálculo proporcionados en las materias correspondientes al área de vías e hidráulica de la carrera de ingeniería civil, fueron suficientes para realizar el análisis, diseño y cálculo de todo el trabajo realizado, cumpliéndose así todo lo establecido en el manual de diseño de carreteras de la administradora boliviana de carreteras.

5.2 Recomendaciones

Habiéndose hecho todo el diseño, podemos nombrar unas recomendaciones.

- Existen un problema de confiabilidad y precisión en algunos equipos de laboratorio de suelos, como ser los tamices (Tamiz Nro. 200), casi la mayoría están en mal estado, rotos, han sido arreglados, y es un gran problema para realizar los ensayos establecidos, lo cual es esencial para clasificar los suelos y otros cálculos aparte requeridos, por lo tanto, recomiendo tener mucho cuidado al momento de trabajar y adoptar dichos valores de porcentajes retenidos.
- Para el estudio hidrológico, sería conveniente contar con datos pluviométricos de otras estaciones, para que el estudio sea más confiable, más consistente, porque solo nos basamos en la única estación pluviométrica, también recomiendo usar otras metodologías nuevas, para estimar las precipitaciones, para estimar intensidades máximas, y con esto poder estimar caudales, y así verificar los datos obtenidos.
- Se recomienda hacer unas encuestas antes de la construcción del proyecto, a todos los beneficiarios, comunarios agricultores, ponerse en contacto con ellos, si alguna vez llego alguna quebrada en algún evento extraordinario, intentar sacar todas las referencias posibles para así mejorar la parte técnica del diseño o construir alguna obra de arte menor.
- Se recomienda que al momento de usar el equipo de laboratorio de suelos para realizar el ensayo de CBR, tener muy en claro el tipo de anillo que se está usando, porque, al momento de procesar los datos en gabinete, se necesita hacer la corrección con el tipo de anillo si es material fino o material grueso, también verificar si las ecuaciones proporcionadas por el responsable de laboratorio de suelos, sean ecuaciones actualizadas y corregidas. Tener precaución al momento de cambiar los anillos para cada tipo de suelo ya que es complicado ajustar dicho anillo, lo cual podría causar un error al momento de lecturar.