

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1. Introducción

El diseño de ingeniería es una técnica, que consiste en situar el trazado de un camino en el terreno acorde a normas, y por esto se evaluará el trazado de diferentes rutas encontradas en el trazado preliminar y así seleccionar la mejor ruta, comprendiendo cada elemento que pueda afectar las características más relevantes del camino para su buen funcionamiento.

El tramo Carlazo Centro – Carlazo Este es importante para el desarrollo de las comunidades que entrelazan este camino, tanto económico, como social, dicho tramo no dispone de información sobre ninguna clase de estudio previo antes de su uso, ni con un diseño acorde a normas.

La presente tesis tiene la finalidad de situar el trazado de un camino que entrelazaran las comunidades de Carlazo Centro y Carlazo Este, mediante el estudio completo de los componentes de diseño de ingeniería, normativas y determinando un ajuste y corrección de todas las deficiencias encontradas en el trazado de rutas, de tal manera, se pueda obtener una alternativa de solución adecuada al tránsito vial.

Este proyecto de ingeniería consiste en situar el trazo de un camino sobre el terreno, por esto se describirá las definiciones de carretera y todo aquellos que sean necesarios para su comprensión, sus características, así como también todas aquellas especificaciones necesarias para poder cumplir lo requerido, también se describirán las condiciones físicas, los cuales varían según las características del lugar, suelo y condiciones climatológicas.

1.2. Justificación

Es necesario evaluar el trazado de las diferentes rutas y así seleccionar la mejor ruta, que permita enlazar dos puntos extremos o terminales, será aquella que de acuerdo a las condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas y de drenaje, ofrezca el menor costo. Por lo tanto, para cada ruta será necesario determinar, en forma aproximada, los

costos de construcción, del futuro camino a proyectar, para así tener un costo como referente.

El crecimiento de la demografía en la provincia cercado da lugar a problemas que requieren una solución vial. Este proyecto que se pretende realizar nos dará una perspectiva de que soluciones se deberá tomar para la ejecución del mismo.

El tramo Carlazo Centro- Carlazo Este, cuenta con un camino de tierra que no cuenta con diseño del drenaje, no cuenta con una geometría adecuada a las especificaciones técnicas viales, por estos motivos se realizara el proyecto para tener una referencia de que parámetros debe tener el mismo adecuándose a las necesidades de los comunarios.

Cuando se desarrolle el diseño geométrico del tramo, en base al levantamiento topográfico del mismo y el estudio del tráfico para determinar las características geométricas como la categoría, velocidad de diseño y entre otros.

Se pretende realizar el diseño del paquete estructural hasta el nivel de un tratamiento superficial simple, teniendo en consideración que el mismo será un referente para una posible ejecución, esto creara consecuencias técnicas directas e indirectas que beneficiaran a los usuarios y conductores que circulan en el tramo.

La actividad económica de las comunidades en estudio gira en torno de la producción agrícola, ganadería, por lo tanto, el documento que se realiza tendrá una base de diseño de ingeniería para la construcción de la ruta Carlazo Centro – Carlazo Este y posibilitara en un futuro la construcción del mismo, además como consecuencias directas habrá un tramo para la circulación de vehículos y ampliara la producción agrícola de los principales cultivos: maíz grano, papa, arveja, nogal, trigo, hortalizas y la crianza de ganados de diferentes especies, también aumentaran sus niveles de producción y comercialización posibilitando así la mejora de los ingresos económicos y por consiguiente elevar las condiciones de vida de los campesinos de las comunidades que integran el presente proyecto.

Un diseño geométrico de calidad está en base a un buen estudio topográfico, geológico, hidrológico e hidráulico, con lo cual se generan obras adecuadas a las condiciones del terreno, es decir de ellas depende en buena medida el éxito del proyecto global; de allí

la importancia de que siempre se lleve a cabo un estudio exhaustivo para garantizar que las obras construidas sean acordes según los requerimientos establecidos.

Con los conocimientos en el área que trata el estudio o investigación a desarrollar, pues como se mencionó anteriormente constituye unas buenas partes del éxito de proyectos constructivos y el desarrollo de cualquier tipo de obras civiles. En particular, en la construcción de carreteras, el adecuado diseño geométrico, así como los diferentes estudios que este implica son de mucha importancia pues intervienen directamente de la seguridad del conductor y aseguran que la conducción sea de forma adecuada y con un mayor confort prolongando además con ello una vida útil más duradera para los automotores que transiten por las mismas. El diseño geométrico, así como el diseño hidráulico y estudio hidrológico en la vía del lugar; se justifica en si por el impacto positivo a nivel local que genera el proyecto carretero y el desarrollo posterior de la población beneficiada por el mismo. Además, la creación de una guía práctica para la elaboración de futuros diseños geométricos utilizando diferentes softwares especializados de complemento a la hora de realizar un proyecto de tal envergadura.

1.3. Planteamiento del problema

1.3.1. Situación problemática

Por ruta se entiende la faja de terreno de ancho variable que se extiende entre los puntos terminales e intermedios por donde la carretera debe pasar y dentro el cual podrá localizarse el trazado de la vía.

Para el ingeniero, la localización de una carretera y por ende su diseño, está altamente influenciada por la topografía, las características geológicas y los suelos, el drenaje, la necesidad de preservar la integridad física social y ambiental de la zona perturbada por el paso de la vía y el uso de las tierras atravesadas, es por esto que todos estos aspectos de localización y diseño han de intervenir, a su vez de una manera determinante, en la selección de la ruta, constituyendo los controles secundarios para el trazado de la vía.

Es necesario evaluar el trazado de las diferentes rutas y así seleccionar la mejor ruta, que permita enlazar dos puntos extremos o terminales, será aquella que de acuerdo a las condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas y de drenaje, ofrezca el menor

costo con el mayor índice de utilidad económica, social y estética. Por lo tanto, para cada ruta es necesario determinar, en forma aproximada, los costos de construcción, operación y conservación del futuro camino a proyectar, para así compararlos con los beneficios probables esperados.

1.3.2. Problema

¿Cuál será la ruta eficiente para el diseño del camino, de tal manera que cumpla con la normativa vigente para este tipo de caminos?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Diseñar el tramo caminero de Carlazo Centro – Carlazo Este, determinando un ajuste y corrección de todas las deficiencias encontradas, de tal manera, se pueda obtener una alternativa de solución adecuada al tránsito vial.

1.4.2. Objetivos específicos

- Plasmar el levantamiento topográfico sobre la ruta actual para poder realizar el alineamiento adecuado.
- Obtener muestras del suelo, llevar a laboratorio y realizar los ensayos necesarios para identificar los tipos de suelos presentes en el tramo y conocer sus propiedades con fines de diseño.
- Hacer el diseño geométrico del camino con sus respectivos alineamientos.
- Realizar el estudio hidrológico con fines de diseño del camino, para lograr determinar las curvas IDF.
- Definir las dimensiones de las obras menores de arte, en base al estudio hidrológico y considerando recomendaciones de diseño hidráulico.
- Elaborar el diseño del paquete estructural que será colocado sobre el terreno de fundación.
- Determinar los cálculos métricos y presupuesto general del tramo Carlazo Centro –Carlazo Este.
- Establecer conclusiones y recomendaciones del presente proyecto.

1.5. Alcance

El diseño de ingeniería del tramo, estará definido mediante la ubicación geográfica que corresponderá a una descripción en el ámbito departamental y provincial.

El capítulo II de estudios previos, es la parte fundamental de este proyecto, ya que se recopilarán datos de campo, como también se generarán parámetros de diseño de acuerdo a los manuales vigentes de nuestro país, fundamentado por la teoría.

El reconocimiento del tramo se realizará de manera personal en toda la longitud del tramo, observando los detalles característicos de la zona como: suelo, cursos naturales de agua, vegetación y la topografía.

Una vez realizado el reconocimiento se definirá el eje preliminar que estará definido por el eje actual del camino. Se definirá de manera idealizada el P.I. de cada curva y los puntos intermedios que estarán ubicados a cierta distancia donde se ubicara el equipo topográfico, a partir de estas se realizara un levantamiento detallado de puntos a ambos lados del eje.

Se efectuarán muestreos de suelos a lo largo del tramo con pequeñas excavaciones tratando que estas reflejen las características del terreno, para posteriormente realizar ensayos de laboratorio (límites de Atterberg, granulometría, compactación, CBR) para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

El diseño geométrico está referido exclusivamente en lograr desarrollar un trazado óptimo tanto en alineamiento horizontal y vertical.

Se trabaja en la planimetría, en perfil longitudinal y luego proseguir con las secciones transversales tomando en cuenta el ancho de calzada, taludes para posteriormente realizar el cómputo volumétrico que corresponde al movimiento de tierras calculando el área y el volumen más su diagrama de masa respectivo.

De acuerdo a los datos hidrológicos se realizará un análisis de los mismos para posteriormente determinar el caudal máximo que transita por los cauces naturales, las cuales servirán para el diseño hidráulico de las obras de arte menor.

El diseño estructural establecerá las dimensiones de los espesores de las capas que lo conformaran la estructura de soporte para un tratamiento superficial simple, aplicando el método AASTHO.

Se determinará el presupuesto general del camino diseñado, a través del análisis de precios unitarios con materiales disponibles en el mercado.

1.6. Métodos y técnicas empleadas

1.6.1. Métodos

Para elaboración de este proyecto se deslizarán los siguientes estudios:

- **Topografía:** El levantamiento topográfico se lo realizara formando una poligonal en base a los puntos de control (BM) establecidos en el tramo, y posterior procesamiento de datos en gabinete.
- **Geotecnia:** Las muestras recolectadas serán enviadas al laboratorio para la ejecución de los correspondientes ensayos físico-mecánicos, es decir, granulometrías, límites de Atterberg, compactación y CBR. Utilizando el método AASTHO para la clasificación de los suelos.
- **Hidrología:** Para el análisis y cálculo de las lluvias máximas diarias, para diferentes periodos de retorno, se realizará la prueba de bondad de ajuste. En este caso las prueba de Smirmov Kolmogorov. Para el cálculo de las intensidades máximas se utilizará el método que más se ajuste, a la prueba de bondad de ajuste.
- **Tráfico:** Se realizará un estudio de tráfico para determinar el tráfico promedio diario TPD y el mismo proyectarlo para los años de diseño. Para estimar el tráfico promedio diario anual TPDA, en vista de que no se cuenta con información anual de aforo de vehículos, se considera en este proyecto que el TPD es igual al TPDA.
- **Diseño geométrico:** El trazo geométrico se logrará adoptando el manual vigente de la Administradora Boliviana de Carreteras ABC. Y utilizando el programa Autocad-CIVIL3D.

- **Diseño de paquete estructural:** El diseño del tratamiento superficial simple se lo realizara adoptando la normativa americana AASTHO. Donde se plantea un periodo de diseño de 10 años. Además, se diseñará los espesores de la capa sub base, capa base y capa de rodadura. Al tratarse de un camino de poco tráfico se considera realizar el diseño de un tratamiento superficial simple.
- **Diseño de estructuras:** Se ubicará la posición, longitud y altura de los puentes.
- **Diseño de obras de arte menor:** El diseño de las obras de arte menor se las realizara tomando en cuenta manuales referidos al diseño de diferentes obras necesarias; se diseñarán alcantarillas según requiera el diseño. Además, se utilizará el programa Hidro Flow para realizar el dimensionamiento de secciones hidráulicas.
- **Cómputos métricos:** Se realizará los cómputos métricos para determinar las cantidades de los materiales y los volúmenes de obra.
- **Precios unitarios y presupuesto:** El análisis de precios unitarios se efectuarán tomando en cuenta precios unitarios referenciales de las instituciones SEDECA y ABC, para luego sacar el presupuesto general de la obra.
- **Planos:** Los planos se realizarán de tal manera que no presente confusiones e interpretaciones erróneas.

1.6.2. Técnicas

Las técnicas realizadas serán manuales y observacionales (para la recolección de muestras) e intelectuales (para la aplicación de programas que servirá para el diseño geométrico, estructural y precios).

El proyecto esta rígidamente sometido a los parámetros de diseño establecidos en el manual de diseño geométrico del ABC y manual de diseño estructural AASTHO-93. Por tanto, el diseño y los costos, se debe acomodar según los objetivos y resultados, que se pretenden lograr con el proyecto.

Para realizar el diseño, analizar los costos y para lograr el mejor proyecto, se realizará un estudio de campo, en lo que se determinará el proceso que debe seguir el mismo.

Los cálculos para cada uno de los componentes del proyecto están estructurados según la obra que se realiza, y según los estudios realizados. Por otro lado, el material utilizado en la construcción y los costos se detallan en el análisis de precios unitarios.

Toda infraestructura del proyecto está basada en su mayoría en los manuales técnicos vigentes en el país para este tipo de construcciones; en estudios y diseños que exige este tipo de proyecto.

CAPITULO II ESTUDIOS PREVIOS

2.1. Ubicación del proyecto

El proyecto Carlazo Centro – Carlazo Este, tiene una longitud aproximada de 7.3 km, está ubicado en el departamento de Tarija, en la zona sur de Bolivia, en la provincia Cercado.

Mapa N° 1. Localización del tramo Carlazo Centro-Carlazo Este



Fuente: Elaboración propia

Geográficamente el proyecto está ubicado en la zona 20, UTM WGS84 sur, entre las siguientes coordenadas UTM:

Cuadro N° 1. Ubicación geográfica del tramo Carlazo Centro-Carlazo Este

Descripción	Comunidad	Norte	Este	Altura
Inicio del tramo	Carlazo Centro	7624118.069	343680.538	2221.915
Fin del tramo	Carlazo Este	7623667.576	348465.691	2343.499

Fuente: Elaboración propia

El tramo corresponde, a la ruta que conecta con la ruta 11, de la red fundamental, administrada por la Administradora Boliviana de Carreteras. Este tramo enlaza desde Carlazo Centro, hasta Carlazo Este y tiene continuidad que pasa por las comunidades de Canchones y Papachara.

Imagen N° 1. Unión del tramo Carlazo Centro-Carlazo Este con la ruta 11



Fuente: Elaboración propia

Para llegar al punto de inicio del proyecto se tiene que tomar la ruta 11 desde Tarija hasta Carlazo, como se muestra en la siguiente imagen.

Imagen N° 2. Croquis para llegar al tramo Carlazo Centro-Carlazo Este



Fuente: Elaboración propia

2.2. Características generales

Las características observadas y medidas, del tramo Carlazo Centro-Carlazo Este, se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 2. Características observadas y medidas del tramo actual

Características observadas y medidas del tramo actual		
Características	Unid.	Observación/medidas
Superficie de rodado		Tierra-grava
Condición sup. Rodado		Rugoso-calamina
Longitud	km	7.30
Pendiente máxima	%	12.25
Ancho promedio de la calzada	m	4.00
Ancho de berma	m	-
Alineamiento horizontal	km	-
Alineamiento vertical	km	-
Alcantarillas	Unid.	1.00
Badenes	Unid.	4.00

Fuente: Elaboración propia

Los elementos de drenaje como ser la alcantarilla y los badenes se decide no utilizarlos debido a que no son los ideales por los siguientes:

De las alcantarillas

- No tiene el diámetro correspondiente para el caudal de diseño
- No tiene la longitud correspondiente ya que el camino diseñado tendrá una plataforma de 6 metros de ancho.

De los badenes

- No es recomendable el uso de badenes para el tipo de camino que se pretende realizar a futuro, dado que el camino no será de ripio, si no que tendrá un acabado con tratamiento superficial simple.

2.3. Estudio topográfico

El estudio topográfico tiene como objetivo, representar gráficamente las características de la franja del terreno donde se emplazará el proyecto, haciendo un levantamiento topográfico, con la estación total y procesando esta información en gabinete, de tal manera que, en base a esta información, se realice el diseño geométrico del camino y otros diseños necesarios.

2.3.1. Puntos BM

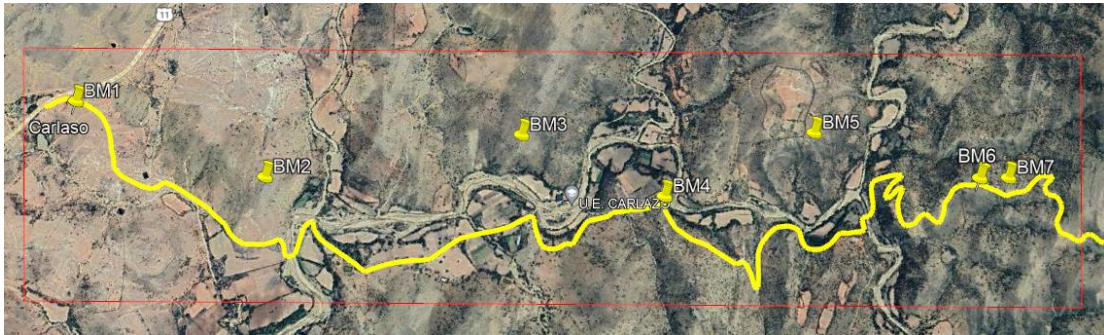
Los puntos de BM están ubicados en las siguientes coordenadas UTM:

Cuadro N° 3. Puntos de BM del tramo Carlazo Centro-Carlazo Este

Punto	Norte	Este	altura
BM1	7624007.13	343737.76	2231.18
BM2	7623604.20	344774.23	2240.36
BM3	7623844.06	346093.22	2285.55
BM4	7623521.93	346838.083	2224.03
BM5	7623870.08	347622.11	2334.39
BM6	7623634.00	348468.00	2353.00
BM7	7623637.68	348616.57	2352.66

Fuente: Elaboración propia

Imagen N° 3. Ubicación de los BM sobre la imagen satelital



Fuente: Elaboración propia

2.3.2. Curvas de nivel

Las curvas de nivel son determinadas con la ayuda del AutoCAD CIVIL 3D, a partir del procesamiento de la nube de puntos. (ver plano general en anexos.)

Imagen N° 4. Representación de las curvas de nivel



Fuente: Elaboración propia

2.4. Estudio de tráfico

El estudio de tráfico vehicular está dirigido a cuantificar, clasificar, conocer el volumen de los vehículos que transitan por el camino, siendo esto un elemento que sirve para: determinar las características de diseño del paquete estructural; para identificar la categoría al que pertenece el camino.

El estudio de tráfico tiene como objetivo, conocer la demanda de tráfico del tramo Carlazo Centro – Carlazo Este, realizando aforos de vehículos y procesando la

información en gabinete, para poder conocer el tráfico promedio diario futuro y lograr categorizar el camino que se pretende diseñar.

2.4.1. Clasificación de carreteras por aspectos técnicos

La clasificación por aspectos técnicos de las carreteras es aquel en que cada país se ha desarrollado para identificar a las carreteras desde la etapa de diseño, construcción y mantenimiento. Los aspectos técnicos más relevantes que han tomado las normas son el tipo de carretera, la velocidad de proyecto admisible y el tráfico permitido representado por la cantidad de vehículos diario que circulara en la carretera.

De acuerdo al manual de la Administradora Boliviana de Carreteras la clasificación por aspectos técnicos es el siguiente:

Tabla N° 1. Clasificación funcional según aspectos técnicos más relevantes

Categoría	Tipo de calzada	Tráfico	Velocidad de proyecto (km/hr)
Autopistas	Unidireccionales	TPD > 10000	120-100-80
Autorutas	Unidireccionales	TPD > 5000	100-90-80
Primarios	Unidireccionales o bidireccionales	UD > 3000 BD > 1500	100-90-80 100-90-80
Colectores	Unidireccionales o bidireccionales	UD= Caso especial BD > 500	80-70-60 80-70-60
Local	Bidireccionales	No especificado	70-60-50-40
Desarrollo	Bidireccionales	No especificado	50-40-30

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

2.4.2. Información de tráfico obtenida en campo

En el campo se logró conocer que por la ruta transitan diferentes tipos de vehículos, siendo estos los que se indican en el Cuadro N° 4 . El aforo se realizó en veintiocho días seguidos donde se registra que transitan en mayor cantidad vehículos pequeños, luego viene los vehículos tipo camioneta y por ultimo y en menor cantidad de tránsito el camión mediano y camión grande de 2 ejes. También es importante hacer conocer que los datos aforados corresponden a vehículos que transitan en ambos sentidos.

Cuadro N° 4. Aforo, camino Carlazo Centro-Carlazo Este

Aforo, camino Carlazo Centro-Carlazo Este					
Fecha de aforo	Tipo de vehículo				
	Automóvil, vagoneta	Camioneta	Camión mediano	C2 Camión grande 2 ejes	Total
7/12/2020	15	8			23
8/12/2020	17	6			23
9/12/2020	19	7			26
10/12/2020	13	7	3		23
11/12/2020	16	17			33
12/12/2020	15	7			22
13/12/2020	16	1		2	19
14/12/2020	15	3			18
15/12/2020	16	5			21
16/12/2020	14	4			18
17/12/2020	11	3			14
18/12/2020	16	4	1		21
19/12/2020	17	2	1		20
20/12/2020	13	2	3		18
21/12/2020	16	4	1	4	25
22/12/2020	18	3	1		22
23/12/2020	17	3	1		21
24/12/2020	15	2	4		21
25/12/2020	15	2			17
26/12/2020	14	2	1		17
27/12/2020	24	2	1		27
28/12/2020	15	5			20
29/12/2020	12	4	1	3	20
30/12/2020	13	6			19
31/12/2020	12	7			19
1/1/2021	12	4			16
2/1/2021	11	7	1		19
3/1/2021	13	3			16
Total: TPD	15	5	2	3	25

Fuente: Elaboración propia

2.4.3. Trafico promedio diario futuro

El proyecto de caminos nuevos o el mejoramiento de las existentes no deben basarse solamente en las características del volumen del tráfico actual, sino que se debe tomar en cuenta el incremento en años futuros. De esta manera el volumen de proyecto ha de corresponder al del año escogido para proyectar.

Cuadro N° 5. Tráfico diario de diseño

Tráfico promedio diario proyectado					
Año	Tipo de vehículo				Total
	Automóvil	Camioneta	Camión mediano	Camión grande 2E	
2021	15	5	2	3	22
2022	17	6	3	4	30
2023	19	7	3	4	33
2024	20	7	3	4	34
2025	22	8	3	5	38
2026	24	8	4	5	41
2027	26	9	4	6	45
2028	29	10	4	6	49
2029	32	11	5	7	55
2030	35	12	5	7	59
2031	38	13	6	8	65
2032	42	14	6	9	71
2033	46	16	7	10	79
2034	50	17	7	10	84
2035	55	19	8	11	93
2036	60	20	8	12	100
2037	66	22	9	14	111
2038	72	24	10	15	121
2039	79	27	11	16	133
2040	86	29	12	18	145
2041	94	32	13	19	158
2042	103	35	14	21	173
2043	113	38	16	23	190
2044	124	42	17	25	208
2045	136	46	19	28	229
2046	149	50	20	30	249

Fuente: Elaboración propia

Considerando que, una vez culminada el diseño del camino, el camino será construida, culminada y puesta en servicio el año 2026. Por otro lado, el periodo de diseño es de 10 años, entonces el TPD deberá de ser proyectada hasta el año 2036.

Con fines de tener información referente al tráfico, se proyecta hasta el año 2046, es decir 20 años. Pero el diseño del paquete estructural, se mantiene con 10 años.

2.5. Estudio hidrológico

El estudio hidrológico tiene como objetivo determinar caudales de diseño para la cuenca y subcuencas de interés. El conocimiento de estos caudales nos permitirá a diseñar obras de artes menores del camino, así mismo nos permitirá a tomar decisiones de las cotas de elevación del camino al hacer el paso por el rio principal de la cuenca.

Dentro del estudio se ha podido observar la multitud de sub cuencas que sus aguas de escorrentía pasan por el tramo de diseño del camino, también se ha podido observar la interferencia de una cuenca de tamaño considerable que para hacer pasar el agua que transporta debido a lluvias, necesariamente se tendría que hacer el colocado de un puente. Por esto es necesario conocer sus características de esta cuenca, sub cuencas y todo lo necesario para lograr estimar caudales y así determinar su altura de máxima avenida para puentes, alcantarillas y cunetas.

2.5.1. Característica de la cuenca

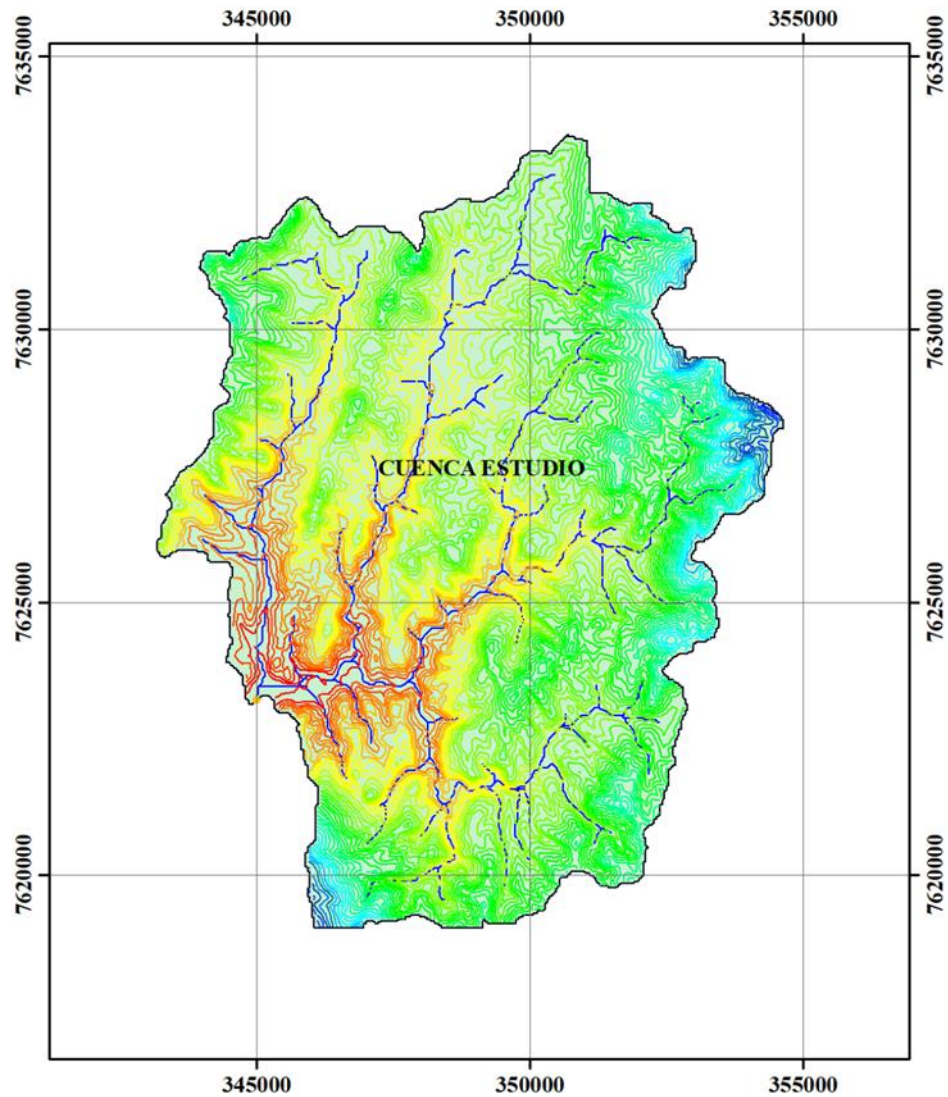
Cuadro N° 6. Parámetros físicos de la cuenca

Parámetros de la cuenca		
Área de la cuenca	107.60	km ²
Perímetro de la cuenca	65.02	km
Elevación inicial del cauce mayor	2162.00	m.s.n.m
Elevación máxima del cauce mayor	2440.50	m.s.n.m
Elevación media de la cuenca	2430.19	m.s.n.m
Pendiente de la cuenca	0.25	m/m
Longitud del cauce más largo	15.13	km
Pendiente del rio principal	0.02	m/m

Fuente: Elaboración propia

En el cuadro N° 6 se presentan las características físicas más importantes de la cuenca, las mismas que han sido estimadas sobre la base de las imágenes satelitales ASTER GEDEM.

Mapa N° 2. Cuenca estudio



Fuente: Elaboración propia

2.5.2. Estaciones meteorológicas

Las estaciones que fueron consideradas como apoyo son las siguientes: Yesera Sud, Narvárez, Cena Vit, y el de aeropuerto que se adoptan como estaciones fundamentales,

dicho análisis se basa en los años de registro y la confiabilidad de la información, especialmente se analizaron los últimos años con el objetivo de uniformizar la información.

Bajo estas condiciones se trabajó directamente con la información original, completando algunos datos faltantes con apoyo de registro de estaciones que tienen el registro para el mes del año que falta la información.

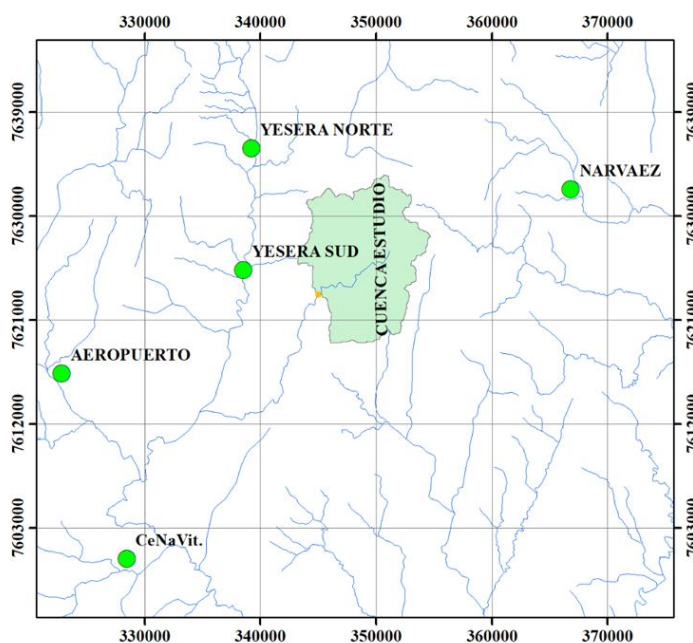
La localización en coordenadas UTM de las estaciones consideradas en el análisis, se presenta en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 7. Ubicación de estaciones climatológicas

Estación	Norte	Este	Altura
Yesera Norte	7635863.46	339212.19	2277.00
Yesera Sud	7625338.47	338538.95	2092.00
Cena Vit	7600352.30	328469.42	1730.00
Narváz	7632329.92	366808.06	1755.00
Aeropuerto	7616377.67	322831.23	1849.00

Fuente: Senamhi, Tarija

Mapa N° 3. Localización de las estaciones



Fuente: Elaboración propia

Las precipitaciones máximas registradas de las estaciones se muestran a continuación:

Cuadro N° 8. Precipitaciones máximas en 24 horas

Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)					
Año	Aeropuerto	Yesera Sud	Yesera Norte	Narváez	Cena Vit
1955	56.0				
1956	57.2				
1957	54.2				
1958	56.0				
1959	60.1				
1960	54.0				
1961	70.0				
1962	37.0				
1963	51.0				
1964	52.0				
1965	37.0				
1966	106.0				
1967	56.0				
1968	55.0				
1969	57.0				
1970	83.3				
1971	55.1				
1972	45.0				
1973					
1974	48.5				
1975	88.3				
1976	40.6				
1977	59.0		42.0		
1978	51.0		38.0		
1979	34.6		53.2	83.0	
1980	39.7		42.3	90.1	
1981	64.4		73.0	85.4	
1982	41.0		40.2	51.6	
1983	34.0		35.2	60.0	
1984	59.0		97.0	90.5	
1985	84.7		46.0	103.5	
1986	42.0		68.0	56.9	
1987	97.8		48.2	66.3	
1988	40.1			86.7	
1989	74.0			80.0	

Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)					
Año	Aeropuerto	Yesera Sud	Yesera Norte	Narváez	Cena Vit
1990	44.0		48.6	99.0	60.1
1991	47.0		67.0	110.8	43.6
1992	68.1		52.0	89.0	37.4
1993	50.1		71.0	114.0	51.5
1994	38.2		49.5	68.0	40.8
1995	45.0		51.0	81.4	45.0
1996	52.0		49.4	62.0	41.5
1997	27.7		47.5	80.0	56.5
1998	48.0		55.0	60.6	33.8
1999	74.7		52.5	75.7	92.0
2000	78.0		69.0	91.0	71.2
2001	82.0		47.0	50.6	28.0
2002	60.0	39.0	59.0	64.5	33.5
2003	48.8	37.0	45.0	100.1	116.5
2004	52.4	28.0	30.0	84.4	33.5
2005	54.2	46.0	52.5	62.0	39.8
2006	49.5	39.0	43.5	80.0	40.5
2007	48.3	46.0	56.0	80.0	44.0
2008	49.5	54.0	68.0	82.0	42.9
2009	43.2	34.3	40.0	86.6	60.2
2010	75.2	34.0	43.0	75.0	40.0
2011	85.0	47.0	64.5	100.6	48.3
2012	41.4	37.0	35.0	57.5	35.0
2013	29.2	43.0	53.0	49.3	36.3
2014	67.3	46.0	43.5	84.5	61.6
2015	58.8	34.5	55.0	167.0	39.5
2016	35.6	48.0	34.5	77.0	26.9
2017	57.3	40.0	59.2	64.5	37.0
2018	56.2	34.0	47.0	65.0	46.4
2019	55.0	48.0	72.4	111.5	37.0
Nº de datos	64.0	18.0	41.0	41.0	30.0

Fuente: Senamhi, Tarija

2.5.3. Análisis de frecuencia

El objetivo del análisis de frecuencia de cualquier variable aleatoria es asociar a cada valor de la variable una probabilidad de ocurrencia. Ello se logra representando la

variable con un determinado modelo probabilístico y estimando los parámetros de dicho modelo.

Cuadro N° 9. Resumen del ajuste de las precipitaciones máximas en 24 hrs, mediante Kolmogórov-Smirnov

Resumen del ajuste mediante Kolmogórov-Smirnov				
Distribución	Estación	$\Delta_{\text{máx}}$	De tabla Δ_0	Observación
Normal	Aeropuerto	0.1445	0.1700	Se ajusta a la ley
	Yesera Sud	0.1470	0.3206	Se ajusta a la ley
	Yesera Norte	0.1153	0.2124	Se ajusta a la ley
	Narváez	0.1077	0.2124	Se ajusta a la ley
	Cena Vit	0.1979	0.2483	Se ajusta a la ley
Log Normal de dos Parámetros	Aeropuerto	0.0919	0.1700	Se ajusta a la ley
	Yesera Sud	0.0922	0.3206	Se ajusta a la ley
	Yesera Norte	0.0667	0.2124	Se ajusta a la ley
	Narváez	0.1049	0.2124	Se ajusta a la ley
	Cena Vit	0.1319	0.2483	Se ajusta a la ley
Log Normal de tres Parámetros	Aeropuerto	0.0922	0.1700	Se ajusta a la ley
	Yesera Sud	0.1586	0.3206	Se ajusta a la ley
	Yesera Norte	0.0591	0.2124	Se ajusta a la ley
	Narváez	0.1390	0.2124	Se ajusta a la ley
	Cena Vit	0.0768	0.2483	Se ajusta a la ley
Gumbel	Aeropuerto	0.0790	0.1700	Se ajusta a la ley
	Yesera Sud	0.1792	0.3206	Se ajusta a la ley
	Yesera Norte	0.0656	0.2124	Se ajusta a la ley
	Narváez	0.1252	0.2124	Se ajusta a la ley
	Cena Vit	0.1374	0.2483	Se ajusta a la ley
Log Gumbel	Aeropuerto	0.1012	0.1700	Se ajusta a la ley
	Yesera Sud	0.1835	0.3206	Se ajusta a la ley
	Yesera Norte	0.0794	0.2124	Se ajusta a la ley
	Narváez	0.1755	0.2124	Se ajusta a la ley
	Cena Vit	0.0696	0.2483	Se ajusta a la ley
Gumbel	Aeropuerto	0.0790	0.1700	Mejor ajuste
Log Normal 2Pa	Yesera Sud	0.0922	0.3206	Mejor ajuste
Log Normal 3Pa	Yesera Norte	0.0591	0.2124	Mejor ajuste
Log Normal 2Pa	Narváez	0.1049	0.2124	Mejor ajuste
Log Gumbel	Cena Vit	0.0696	0.2483	Mejor ajuste

Fuente: Elaboración propia

2.5.4. Periodo de retorno para diseño

Los valores recomendados en la tabla de referencia son los que se presentan a continuación:

Tabla N° 2. Periodo de diseño

Tipo de obra	Tipo de ruta	Periodo de retorno		Vida útil (años)	Riesgo de falla (%)	
		Diseño	Verificación		Diseño	Verificación
Puentes y viaductos	Carretera	200	300	50	22	15
	Camino	100	150	50	40	28
Alcantarillas ($S > 1.75$ m ²) o Hterra ≥ 10 m y estructuras enterradas	Carretera	100	150	50	40	28
	Camino	50	100	30	45	26
Alcantarillas ($s < 1.75$ m ²)	Carretera	50	100	50	64	40
	Camino	25	50	30	71	45
Drenaje de la plataforma	Carretera	10	25	10	65	34
	Camino	5	10	5	67	41
Defensa de riberas	Carretera	100	–	20	18	–
	Camino	100	–	20	18	–

Fuente: Manual de la ABC “hidrología y drenaje”

2.5.5. Curvas IDF

El diseño hidráulico de las obras de drenaje requiere el uso de las llamadas curvas Intensidad – Duración – Frecuencia de lluvias (IDF). Estas relaciones presentan la variación de la intensidad de la lluvia de distintas duraciones, asociadas a diferentes probabilidades de ocurrencia, siendo necesarias para estimar indirectamente el escurrimiento proveniente en función de la lluvia caída.

Estas familias de curvas llevan en las abscisas la duración de la lluvia, en ordenadas la intensidad y en forma paramétrica el Período de Retorno o la probabilidad. Ellas son el resultado de un análisis probabilístico de las lluvias máximas anuales de diferentes duraciones.

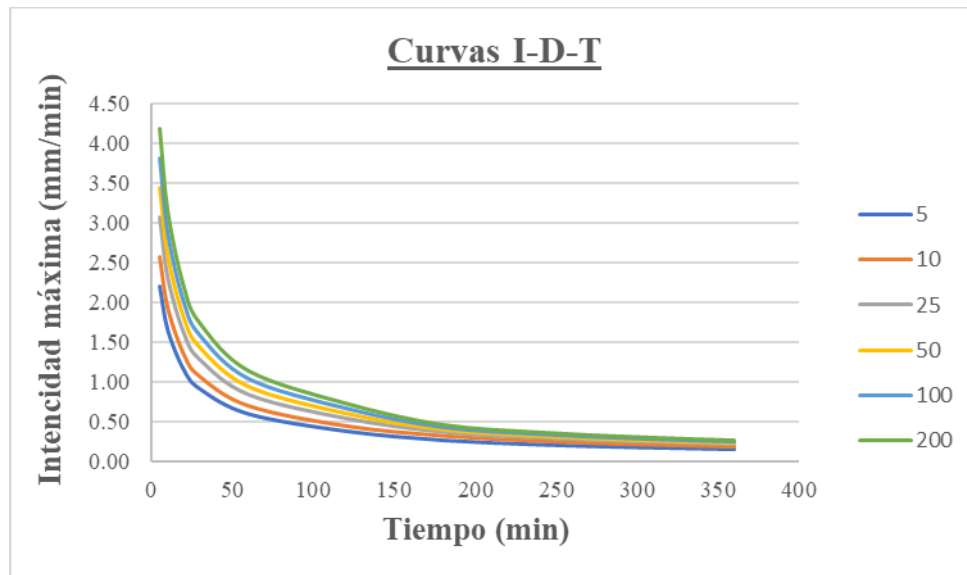
Los resultados de las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia después de desarrollar una serie de pasos (ver anexos: estudio hidrológico), se muestra a continuación:

Cuadro N° 10. Intensidades máximas para diferentes periodos de retorno y duración

Intensidad de lluvia (mm/min)											
Periodos de retorno T (años)	Periodos de duración de lluvias en (min)										
	0	5	10	20	30	60	120	180	240	300	360
5	0	2.20	1.65	1.15	0.91	0.60	0.38	0.27	0.21	0.18	0.15
10	0	2.58	1.93	1.35	1.07	0.70	0.45	0.33	0.26	0.22	0.19
25	0	3.07	2.30	1.60	1.27	0.84	0.54	0.36	0.29	0.24	0.21
50	0	3.45	2.58	1.80	1.43	0.94	0.60	0.40	0.31	0.26	0.23
100	0	3.82	2.86	1.99	1.58	1.04	0.67	0.43	0.34	0.28	0.25
200	0	4.20	3.14	2.19	1.74	1.14	0.73	0.46	0.37	0.31	0.27

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 1. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia “IDF”



Fuente: Elaboración propia

La ecuación representativa al gráfico se realizó en base al modelo de Bernard (1932) y es el siguiente:

$$I = \frac{6.053624004T^{0.159698022}}{D^{0.645718151}}$$

Donde:

I = Es la intensidad de precipitación, en mm/min.

T = Es el periodo de retorno, en años.

D = Es la duración de precipitación, en min.

Las estadísticas de la regresión para obtener la ecuación es el siguiente:

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.9937
Coeficiente de determinación R ²	0.9876
R ² ajustado	0.9871

2.6. Estudio geotécnico

El estudio geotécnico es el proceso de estudio y la justificación técnica del comportamiento del terreno en relación con un proyecto específico. El estudio geotécnico es necesario siempre que se realicen actuaciones sobre el terreno incluyendo: desmontes, terraplenados, zanjas y cimentaciones. Es por eso que en este estudio nos centraremos a conocer las propiedades de los materiales presentes en el terreno y definir su comportamiento ante la nueva situación.

Para definir las propiedades de los materiales presentes en el terreno, nos respaldamos con el manual de ensayos de suelos y materiales del A.B.C. y para definir el comportamiento se desarrolla un análisis técnico una vez conocida las propiedades de los materiales.

2.6.1. Clasificación de suelos

En base a la información obtenida durante los trabajos de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio, se efectúa la clasificación de suelos utilizando los sistemas SUCS y AASHTO.

Tabla N° 3. Clasificación de suelos según AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (igual o menor de 35% pasa el tamiz N°200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35 % que pasa el tamiz N°200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Grupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
Subgrupos	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-6
% que pasa el Tamiz N°10	50 máx.										
N°40	30 máx.	50 máx.	51 máx.								
N°200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características del material que pasa el tamiz N°40											
Límite líquido			No	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.	6 máx.	plástico	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Tipos de material	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava, arenas limosas y arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Terreno de fundación	Excelente a Bueno						Regular a Deficiente				
<p>Nota: El índice de plasticidad de los suelos A-7-5 es igual o menor que su límite líquido 30, el de los A-7-6 mayor que su límite líquido. Dicho de otro modo, el grupo A-7 es subdividido en A-7-5 o A-7-6 dependiendo del límite Plástico (LP).</p> <p>Si el LP ≥ 30, la clasificación es A-7-6</p> <p>Si el LP < 30, la clasificación es A-7-5</p>											

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotecnica, Braja M. Das (2001)

Tabla N° 4. Clasificación de suelos según el sistema SUCS

Divisiones primarias		Grupo símbolo	Nombres típicos		
Suelos granulares-gruesos más de 50% retenido en el tamiz N°200	Gravas 50% o más de la fracción gruesa retenida en el tamiz N°4	Gravas limpias	GW	Gravas bien graduadas y mezcla grava-arena, con poco fino o sin finos	
			GP	Gravas pobremente graduadas y mezcla grava-arena, con poco fino o sin finos	
		Gravas con finos	GM	Gravas limosas, mezcla grava-arena-limo	
			GC	Gravas arcillosas, mezcla grava-arena-arcilla	
		Arenas, más del 50% de la fracción gruesa pasa en el tamiz N°4	Arenas limpias	SW	Arenas bien graduadas y arenas gravosas, con poco fino o sin finos
				SP	Arenas pobremente graduadas y arenas gravosas, con poco fino o sin finos
	Arenas con finos		SM	Arenas limosas, mezcla arena-arcilla	
			SC	Arenas arcillosas, mezcla arena-limos	
	Suelos granulares-finos 50% o más pasan el tamiz N°200	Limos y arcillas límite líquido 50% o menos	ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas	
			CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas gravosas, arenas o limosas, láminas de arcillas	
			OL	Límites orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
		Limos y arcillas, límite líquido mayor que 50%	MH	Limos inorgánicos, arenas o limos finos micáceos o diatomáceos, limos elásticos	
CH			Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.		
OH			Arcillas orgánicas de mediana a alta plasticidad		
Suelos altamente orgánicos	PT	Turba, estiércol y otros suelos orgánicos, altamente orgánicos			

Clasificación en base al porcentaje de finos	
Menos del 5% pasa el tamiz N°200	GW, GP, SW, SP
Más del 12% pasa el tamiz N°200	GM, GC, SM, SC
5% a 12% pasa el tamiz N°200	Clasificación dudosa requiere doble simbología

$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ <p>Mayor que 4</p> $C_z = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ <p>Entre 1 y 3</p>	<p>No cumple ninguno de los criterios para GW</p>
<p>Límites de Atterberg bajo la línea "A" o índice de plasticidad menor que 4</p>	<p>Límites de Atterberg dibujados en el área sombreada, son de clasificación dudosa, requiere uso de doble simbología</p>
<p>Límites de Atterberg sobre la línea "A" o índice de plasticidad mayor que 7</p>	
$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ <p>Mayor que 8</p> $C_z = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ <p>Entre 1 y 3</p>	<p>No cumple ninguno de los criterios para SW</p>
<p>Límites de Atterberg bajo la línea "A" o índice de plasticidad menor que 4</p>	<p>Límites de Atterberg dibujados en el área sombreada, son de clasificación dudosa, requiere uso de doble simbología</p>
<p>Límites de Atterberg sobre la línea "A" o índice de plasticidad mayor que 7</p>	

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotecnia, Braja M. Das (2001)

El sistema de clasificación AASHTO clasifica a los suelos en ocho grupos principales, A-1 al A-8 en base a una distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos comprendidos en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son de grano fino. La turba, el lodo y otros suelos altamente orgánicos quedan clasificados en el grupo A-8. Estos son identificados por inspección visual.

Para la evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material para subrasante de un camino, se desarrolló también un número denominado índice de grupo. Entre mayor es el valor del índice de grupo para un suelo, será menor el uso del suelo como subrasante.

Un índice de grupo de 20 o más indica un material muy pobre para ser usado. La fórmula para índice de grupo (IG) es:

$$IG = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

Donde:

F_{200} = Porcentaje que pasa la malla N° 200, expresado como número entero.

LL = Límite líquido, en %.

PI = Índice de plasticidad, en %.

2.6.1.1. Granulometría

A las muestras representativas de los estratos que conforman la subrasante (hasta una profundidad de 1.50 m), se les realiza el análisis granulométrico por tamizado y límites de consistencia. Estos resultados deben corroborar la identificación visual realizada en campo.

Los resultados del análisis granulométrico y los límites de consistencia se reportan gráficamente, en el eje de las abscisas los diámetros de las mallas y en el eje de las ordenadas los porcentajes de suelos que pasan por las mallas.

2.6.1.2. Límites de Atterberg

Los suelos que poseen algo de cohesión, según su naturaleza y cantidad de agua, pueden presentar propiedades que lo incluyan en el estado sólido, semisólido, plástico o semilíquido. El contenido de agua o humedad límite al que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro.

Tabla N° 5. Características del suelo según índice de plasticidad

Características del suelo según índice de plasticidad	
Índice de plasticidad	Características
$IP > 20$	Suelos muy arcillosos
$20 > IP > 10$	Suelos arcillosos
$10 > IP > 4$	Suelos poco arcillosos
$IP = 0$	Suelos sin arcillas

Fuente: Manual de carreteras suelos, geología, geotecnia y pavimentos, Perú (2013)

El método usado para medir estos límites se conoce como método de Atterberg y los contenidos de agua o humedad con los cuales se producen los cambios de estados, se denominan límites de Atterberg. Ellos marcan una separación arbitraria, pero suficiente en la práctica, entre los cuatro estados mencionados anteriormente.

Definición de los estados:

- Límite líquido (LL). - Humedad de un suelo remoldado, límite entre los estados líquido y plástico, expresado en porcentaje.
- Límite plástico (LP). Humedad de un suelo remoldado, límite entre los estados plástico y semisólido, expresado en porcentaje.
- Límite de contracción (LC). Humedad máxima de un suelo para la cual una reducción de la humedad no causa una variación del volumen del suelo, expresado en porcentaje.

Una representación esquemática de la definición es el siguiente:

Sólido	Semisólido	Plástico	Semilíquido	Líquido
LC		LP	LL	

Además, se define el índice de plasticidad (IP) como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico ($IP = LL - LP$).

2.6.2. Relación entre humedad y densidad

La relación entre humedad y densidad para un suelo compactado juega un papel muy importante en las propiedades del mismo, especialmente en cuanto a su resistencia y deformabilidad. Así se tienen los ensayos Proctor T-99 (estándar) y T-180 (modificado) que permiten determinar la humedad óptima, es decir la humedad a la que el suelo alcanza su densidad máxima y por lo tanto presenta sus mejores propiedades mecánicas. El valor de esta humedad óptima depende de la energía de compactación brindada al suelo, y en caso de incrementarse ésta, la humedad óptima será menor y la densidad seca máxima mayor.

Los suelos expansivos son aquellos en los que su volumen se incrementa a mayores contenidos de humedad y requieren especial atención. Para prevenir los potenciales problemas asociados con este tipo de materiales, es importante que ellos no sean sobre compactados por el lado seco del porcentaje de humedad óptimo. Se recomienda que este tipo de suelos se compacten por el lado húmedo ligeramente en exceso de la humedad óptima determinada por el ensayo AASHTO T- 99, lo cual minimizará la probabilidad de hinchamiento.

2.6.3. Ensayos de resistencia para suelos de subrasante

Los ensayos destinados a medir la resistencia de un suelo frente a cargas dinámicas de tránsito son muy variados, siendo los más comunes:

- Relación de Valor Soporte California (CBR).
- Valor de resistencia de Hveem (Valor R).
- Ensayo de placa de carga (Valor k).
- Penetración dinámica con cono.
- Módulo resiliente.

2.6.3.1. Valor Soporte California

Mide la resistencia del suelo a la penetración de un pistón de 1935 mm² (3 pulg²) de área de una probeta de 15 cm (6 pulg) de diámetro y 12.5 cm (5 pulg) de altura, con una velocidad de 1.27 mm/min (0.05 pulg/min). La fuerza requerida para forzar el pistón dentro del suelo se mide a determinados intervalos de penetración. Estas fuerzas se comparan con las necesarias para producir iguales penetraciones en una muestra patrón que es una piedra partida bien graduada. El CBR en porcentaje y es, por definición:

$$\text{CBR} = \frac{\text{Carga que produce una penetración de 2.5 mm en el suelo}}{\text{Carga que produce una penetración de 2.5 mm en la muestra patrón}}$$

Los suelos finos son compactados a la humedad óptima antes de ser ensayados. Los suelos granulares se compactan a diferentes contenidos de humedad por encima y por debajo del óptimo. Las muestras se sumergen en agua durante 96 horas antes del ensayo para simular las condiciones de saturación y tener así los CBR en las condiciones más críticas. Se pueden agregar pesos a la superficie de la probeta para simular las sobrecargas debidas al peso del paquete estructural.

Dado que este ensayo es, por naturaleza arbitrario, tiene bastantes limitaciones, pero sus mayores ventajas son su simpleza y la gran cantidad de datos existentes y acumulados permiten una buena correlación.

2.6.4. Descripción del terreno en base al reconocimiento visual

Para el reconocimiento del terreno nos respaldamos con el manual de ensayos del A.B.C. donde nos indica las diferencias entre gravas, arenas, limos y arcillas. En las gravas los granos no se apelmazan, aunque estén húmedos, son de diámetros mayor a 2 milímetros. En las arenas los granos se apelmazan si están húmedos, su tamaño esta entre 0.06 a 2 milímetros. De los limos los terrones secos tienen cohesión apreciable, pero se reducen a polvo con los dedos, su tamaño esta entre 0.002 a 0.06 milímetros. De las arcillas los terrones secos se pueden partir, pero no se pueden reducir a polvo con los dedos.

Tomando en cuenta de lo mencionado anterior el terreno es delimitado en tres tipos de suelos como se muestra en la imagen N° 6, y con diferencias, como se muestra en la imagen N° 5. El suelo de la imagen de posición a la izquierda está compuesto por grava y material fino, el material fino está pegado a las gravas y agarrando con los dedos si se desea desprender el material fino se hace dificultoso. El suelo de la imagen de posición al medio, está compuesto por arenas y material fino, el material fino está pegado a las partículas de la arena y agarrando con los dedos, si se desea desprender, el material fino también se hace dificultoso. El suelo de la imagen en posición a lado derecho, está compuesto por partículas finas, si se desea romper algunos de los terrenos con los dedos se dejan romper sin dificultad.

De esa manera se logra delimitar todo el tramo en solo tres tipos de suelos del cual se decide llevar tres muestras de cada tipo, al laboratorio de tal manera que se pueda conocer sus propiedades y poderlos clasificar según los métodos SUCS y AASHTO.

En la imagen N° 6 se puede ver tres tipos de suelos donde el suelo SC es una arena arcillosa, el suelo GC es una grava arcillosa con arena y el SP es una arena mal graduada con grava.

Imagen N° 5. Diferencias de tres tipos de suelos



Fuente: Elaboración propia

Imagen N° 6. Reconocimiento visual de tipos de suelos



Fuente: Elaboración propia

2.6.5. Resultados de los ensayos de laboratorio

Las muestras que han sido llevado a laboratorio, son de los puntos que se muestra en la siguiente imagen:

Imagen N° 7. Puntos de muestras llevadas a laboratorio



Fuente: Elaboración propia

Las 10 muestras se clasifican a grupos de suelos como se muestra en el cuadro N° 11. Donde las muestras, están enmarcadas en las filas, de color plomo, cada uno lleva su posición de acuerdo a la progresiva donde se encuentra. Por ejemplo, en la primera fila de color plomo y columna dos, indica que se encuentra, la primera muestra M1, que está en la progresiva 0+040.

Cuadro N° 11. Clasificación de las 10 muestras de suelos del tramo

Propiedades	Muestra	Muestra	Muestra	Muestra
Clasificación de suelos	M1(0+040)	M2(1+140)	M3(2+090)	M4(2+660)
Grava (2-76mm) % peso	0.30	0.31	0.29	0.27
Arena (0.075-2mm) % peso	53.91	53.65	53.83	53.87
limo y arcillas (<0.075 mm) % peso	45.79	46.04	45.89	45.86
Límite líquido	23	23	23	23
Índice de plasticidad	8	8	8	8
Clasificación SUCS	SC	SC	SC	SC
Clasificación AASHTO	A-4(2)	A-4(2)	A-4(2)	A-4(2)
Clasificación de suelos	M5(3+320)	M6(4+100)	M7(5+300)	
Grava (2-76mm) % peso	44.64	44.48	44.69	
Arena (0.075-2mm) % peso	37.13	37.11	37.16	
limo y arcillas (<0.075 mm) % peso	18.23	18.41	18.14	
Límite líquido	39	39	39	
Índice de plasticidad	18	20	18	
Clasificación SUCS	GC	GC	GC	
Clasificación AASHTO	A-2-6(0)	A-2-6(0)	A-2-6(0)	
Clasificación de suelos	M8(5+870)	M9(6+350)	M10(6+790)	
Grava (2-76mm) % peso	10.56	10.78	10.76	
Arena (0.075-2mm) % peso	85.12	84.72	84.88	
limo y arcillas (<0.075 mm) % peso	4.32	4.50	4.35	
Límite líquido	36	36	36	
Índice de plasticidad	10	10	7	
Clasificación SUCS	SP	SP	SP	
Clasificación AASHTO	A-2-4(0)	A-2-4(0)	A-2-4(0)	

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, también es válido hacer conocer que en promedio están a distanciados de una muestra a otra, con una separación de 750 m, Puesto que, según Jacob C, indica “las exploraciones de los subsuelos deben ser taladrados a mano, calicatas y perforaciones a máquina, con toma de muestras de dichas exploraciones para efectuar

ensayos de identificación”. Es decir, que no se encontró, una bibliografía que indique a que distancias tomar las muestras. Si no llevar muestras para lograr clasificar los mismos.

Como se puede apreciar la clasificación de suelos en el cuadro anterior, se tiene la presencia de tres tipos de suelos, que, en el primer tramo, se encuentra la presencia de un suelo tipo SC arena arcillosa, segundo tramo de un suelo GC grava arcillosa y el último tramo de un suelo SP arena mal graduada con grava.

Una vez conocida la presencia de los tres tipos de suelos mencionados, se lleva a laboratorio la muestra M2, M6 y la M9, con el objetivo de lograr conocer sus propiedades de compactación T-180 y sus respectivos CBR. La muestra M2 representa al tramo 0+000 a 2+990; la M6 al tramo 2+990 – 5+500; M9 al tramo 5+500 – 7+012.

Cuadro N° 12. Propiedades de los tres tipos de suelos del tramo de diseño

Propiedades	Muestra		
	M2	M6	M9
Tramo al que representa la muestra	0+000- 2+990	2+990- 5+500	5+500 - 7+012
Clasificación de suelos			
Grava (2-76mm) % peso	0.31	44.48	10.78
Arena (0.075-2mm) % peso	53.65	37.11	84.72
limo y arcillas (<0.075 mm) % peso	46.04	18.41	4.50
Límite líquido	23	39	36
Índice de plasticidad	8	20	10
Clasificación SUCS	SC	GC	SP
Clasificación AASHTO	A-4(2)	A-2-6(0)	A-2-4(0)
Relación entre humedad y densidad			
Densidad máxima (gr/cm ³)	1.99	2.00	1.96
Humedad óptima (%)	10.82	11.71	7.30
Valores de resistencia de subrasante			
CBR al 100 % de la densidad máxima (%)	25	37	29
CBR al 95 % de la densidad máxima (%)	23	34	26

Fuente: Elaboración propia

2.6.6. Comportamiento del suelo como suelo de fundación del camino

Conocida sus propiedades físicas y propiedades de resistencia de las muestras presentadas en el cuadro N° 12, es momento de entrar a conocer su comportamiento del suelo como suelo de fundación.

El suelo de fundación o también llamado subrasante es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad que no afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. Esta capa puede estar formada en corte o relleno y una vez compactada debe tener las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos finales de diseño.

Un suelo para sub rasante se caracteriza por ser muy mala al tener un CBR entre 2-5%, mala por tener un CBR entre 5-8%, regular a buena por tener un CBR entre 8-20% y excelente por tener entre un CBR entre 20-30%.

El índice de grupo es un valor entero positivo, comprendido entre 0 y 20 o más. Cuando el IG calculado es negativo, se reporta como cero. Un índice cero significa un suelo muy bueno y un índice igual o mayor a 20, un suelo no utilizable para carreteras. Por esta razón también lo tomamos como excelente al suelo del tramo.

Otro de las propiedades a tomar en cuenta para un suelo de fundación es la expansión. Para conocer el suelo si se trata de un suelo expansivo, es posible identificar en base al índice de plasticidad, siendo de expansión bajo aquel suelo que tiene un índice de plasticidad menor a 18%, de expansión medio aquel que tiene un índice de plasticidad entre 15-28, de expansión alto aquel que tiene un índice de plasticidad entre 25-41, y de expansión muy alta es aquel que tiene índice de plasticidad mayor a 35%.

De lo anterior concluimos que el suelo para trabajar como suelo de fundación tiene las condiciones apropiadas como ser: el CBR que varía entre 22-34% clasificándose como excelente, el índice de grupo que varía entre 0-2 clasificados como muy buena y el índice de plasticidad que varía entre 8-20% que tiene una expansión de bajo a medio.

CAPITULO III

DISEÑO DE INGENIERIA

3.1. Diseño geométrico

Los criterios geométricos, así como otros criterios de diseño, dependen mucho del tipo de pronóstico de volumen de tránsito dado.

El diseño geométrico se basa en su mayoría, en las recomendaciones y parámetros establecidos en el manual de la administradora boliviana de caminos (ABC).

3.1.1. Controles básicos de diseño

Como controles básicos de diseño en el tramo Carlazo Centro-Carlazo Este se consideró los siguientes:

Función de la carretera o camino

En el caso de este camino cuya función primordial es dar acceso a la propiedad colindante, posibilitar que los beneficiarios colindantes saquen sus productos a poblados comerciales.

Demanda y características del tránsito

Para seleccionar la categoría que se debe dar a una determinada vía, es indispensable tener una acertada predicción de los volúmenes de demanda, su composición y la evolución que estas variables puedan experimentar a lo largo de la vida de diseño. De lo mencionado según el tránsito estudiado la categoría seleccionada corresponde a un camino en desarrollo.

Tránsito promedio diario anual (TPDA)

Representa el promedio aritmético de los volúmenes diarios para todos los días del año, previsible o existente en una sección dada de la vía. Su conocimiento da una idea cuantitativa de la importancia de la ruta en la sección considerada.

Clasificación por tipo de vehículo

Expresa en porcentaje la participación que le corresponde en el TPDA a las diferentes categorías de vehículos, debiendo diferenciarse por lo menos las siguientes:

- Vehículos livianos: Automóviles, camionetas hasta 1500 kg.
- Locomoción colectiva: Buses rurales e interurbanos.
- Camiones: Unidad simple para transporte de carga.
- Camión con semirremolque o remolque: Unidad compuesta para transporte de carga.

Velocidad en el diseño vial

La velocidad de proyecto seleccionada para un proyecto de categoría dada dependerá fundamentalmente de la función asignada a la carretera, del volumen y composición del tránsito previsto, de la topografía de la zona de emplazamiento y del diferencial de costo que implica seleccionar una u otra velocidad de proyecto dentro del rango posible considerado para la categoría. En definitiva, la elección de una velocidad de proyecto que se aparte de la óptima se reflejará en una disminución de la rentabilidad del proyecto.

Dentro del rango de velocidades posibles para cada categoría de carretera o camino, se justificarán las más altas en terrenos llanos o ligeramente ondulados y las más bajas para relieves montañosos o escarpados. Esto no sólo por las consideraciones de costo, sino que también porque el usuario está mejor dispuesto a aceptar velocidades menores cuando el terreno es difícil y el trazado necesariamente sinuoso, que cuando no encuentra una razón evidente para ello.

Velocidad de proyecto (V_p)

La velocidad de proyecto es la denominada velocidad de diseño, también intervendrán la velocidad específica (V_e) y la velocidad percentil 85 ($V_{85\%}$), se usará para efectos del sistema de clasificación funcional para diseño.

Velocidad específica (Ve)

Es la máxima velocidad a la cual se puede circular por un elemento del trazado, considerado individualmente, en condiciones de seguridad y comodidad, encontrándose el pavimento húmedo, los neumáticos en buen estado y sin que existan condiciones meteorológicas, del tránsito, del estado del pavimento o del entorno de la vía, que impongan limitaciones a la velocidad.

En el caso particular de los elementos curvos la (Ve) debe entenderse como la máxima velocidad a la que se puede recorrer una curva horizontal de radio y peralte dado, haciendo uso del máximo roce transversal especificado para dicha velocidad, en condiciones de pavimento húmedo, neumáticos en razonable buen estado y condiciones de flujo libre.

Velocidad de operación (Vop)

La velocidad de operación es la velocidad media de desplazamiento que pueden lograr los usuarios en un tramo carretera de una velocidad de proyecto dada, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito, del estado del pavimento, meteorológicas y grado de relación de ésta con otras vías y con la propiedad adyacente.

Si el tránsito y la interferencia son bajos, la velocidad de operación del usuario medio es del orden de la velocidad de proyecto y para un cierto grupo de usuarios superior a ésta. a medida que el tránsito crece, la interferencia entre vehículos aumenta tendiendo a bajar la velocidad de operación del conjunto.

Velocidad percentil 85 (V85%)

Es aquella velocidad no superada por el 85% de los usuarios en un tramo de características homogéneas, bajo las condiciones de tránsito prevalecientes, estado del pavimento, meteorológica y grado de relación de este con otras vías y con la propiedad adyacente.

3.1.2. Sistema de clasificación según ABC.

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

Carreteras: Autopistas, auto rutas y primarias.

Caminos: Colectores, locales y de desarrollo.

Cada categoría se subdivide según velocidades de proyecto consideradas al interior de la categoría. Las Vp 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: Está constituido por amplias extensiones libres de obstáculos naturales y una cantidad moderada de obras construidas por el hombre, lo que permite seleccionar con libertad el emplazamiento del trazado haciendo uso de muy pocos elementos de características mínimas. 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%, según la categoría de la ruta. El trazado en planta puede estar condicionado en buena medida por el relieve del terreno, con el objeto de evitar cortes y terraplenes de gran altura, lo que justificará un uso más frecuente de elementos del orden de los mínimos. Según la importancia de las ondulaciones del terreno se podrá tener un ondulado medio o uno franco o fuerte.

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.

En trazados por donde se atraviesan zonas urbanas o suburbanas, salvo casos particulares, no es el relieve del terreno el que condiciona el trazado, siendo el entorno de la ciudad, el barrio industrial, uso del suelo, etc., el que los impone. Situaciones normalmente reguladas por el plan regulador y su seccional correspondiente.

3.1.3. Clasificación funcional para diseño

El término "Camino" (colectores, locales y desarrollo) se emplea para designar una vía de características geométricas medias a mínimas, adecuada para dar servicio a volúmenes moderados y bajos de tránsito, cuya función principal consiste en dar acceso a la propiedad adyacente.

Caminos de desarrollo: Son caminos que sirven de tránsitos de mediana y corta distancia, a los cuales acceden numerosos caminos de desarrollo. El servicio de 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 ciclo vías. Su sección transversal normalmente, es de dos carriles bidireccionales, pudiendo llegar a tener calzadas unidireccionales. Las velocidades de proyecto consideradas son:

- Terreno llano a ondulado medio 50 km/hr.
- Terreno ondulado fuerte 40 km/hr.
- Terreno montañoso 30 km/hr.

Normalmente este tipo de caminos poseerá pavimento superior, o dentro del horizonte de proyecto será dotado de él, consecuentemente la selección de la velocidad de proyecto debe ser estudiada detenidamente. Podrán circular por ellos toda clase de vehículos motorizados y vehículos a tracción animal que cuente con los dispositivos reglamentarios señalados en la ordenanza de tránsito.

3.1.4. Características según categoría

En la tabla N° 6 se presenta una síntesis de las características asociadas a cada categoría, de acuerdo a los criterios expuesto anteriormente.

Tabla N° 6. Características típicas de caminos según la clasificación funcional

Categoría		Colectores	Locales	Desarrollo
Velocidades de proyecto (km/hr)		80-70-60	70 - 60 - 50 - 40	50 - 40 - 30
Tipo de terreno		LL - O - M	LL - O - M	LL - O - M
Pistas de tránsito		Bidireccionales o (unidireccionales)	Bidireccionales	Bidireccionales
Función	Servicio al tránsito de paso	Continuidad de tránsito y acceso a la propiedad de similar importancia	Continuidad de tránsito consideración secundaria	
	Servicio a la propiedad adyacente		Consideración primaria	
Conexiones	Se conecta con	Todos	(Primarios) colectores, locales, desarrollo	Colectores, locales, desarrollo
	Tipo de conexión	Todos	(Intersección) Acceso directo	Acceso directo
Calidad servicio	Nivel de servicio (1) años iniciales año horizonte	C (2) (D)	No aplicable	
	Tipo de flujo	Estable con restricción (próximo inestable)	Restringido por movimientos hacia y desde la propiedad	
	Velocidad de operación (1) (3) según demanda rango probable	80 - 70 km/hr	70 - 60 km/h	50 - 25 km/hr
Tránsito	Volúmenes típicos de tránsito al año inicial TPDA	BD > 500 UD: Caso especial	Tránsito y composición variable según tipo de actividad: agrícola, minera, turística	
	Tipo de vehículo	Todo tipo de vehículos	Vehículo liviano y camiones medianos	

Letras o conceptos entre paréntesis indican situaciones límites en condiciones poco frecuentes.

- (1) Considera Trazado Llano y ondulado; Trazado Montañoso constituye caso particular (Vop = Velocidad Operación – V50%)
- (2) Las velocidades de Proyecto limitan la posibilidad de niveles mejores aún con baja demanda

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

3.1.5. Parámetros de diseño geométrico

3.1.5.1. Predicción de la V85% en tramos rectos

Para el rango de velocidades de proyecto (V_p) y la longitud del tramo en recta (L_r), que se definen en la tabla N° 7, la V85% dependerá de:

Tabla N° 7. Criterios de predicción de la v85 en función de v_p y l_r para v_p entre 40 y 120 km/hr

Situaciones posibles		V85% Determinada por
Caso I	$L_r(m) > 400$	Longitud de la recta
Caso II	$L_r(m) \leq 400$	Las características de la configuración precedente y la relación de los radios de las curvas de entrada y salida

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

CASO I Para rectas con $L_r > 400$ m.

Tabla N° 8. V85 al final de la recta según longitud y velocidad de proyecto

V proyecto (km/hr)	40	50	60	70	80	90	100	120
$400 \text{ m} \leq L_r \leq 600 \text{ m}$	50	60	70	80	90	100	110	125
$L_r > 600 \text{ m}$	60	70	80	90	100	110	115	130

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

En caminos colectores y locales bidireccionales, con pavimento de 6 m de ancho y bermas + SAP (sobre ancho de pavimentación) de menos que 2 m, los valores indicados en la tabla N° 8; Se podrán reducir en 5 km/hr y si el trazado se desarrolla en terreno ondulado fuerte o francamente montañoso (V_p 40 a 60 km/hr) la reducción puede alcanzar a 10 km/hr con un límite de $V_{85\%} = V_p$.

Caso II: Según lo expuesto en los literales anteriores, una curva de $R_{mín}$ correspondiente a la V_p de la ruta, sólo podrá emplearse si está precedida por una recta con $0 \leq L_r \leq 400$ m y a la curva existente al inicio de dicha recta (Radio de entrada).

La V85% de una sucesión de curvas, sin recta intermedia o con una cuya longitud L_r sea ≤ 400 m, corresponde a la V_e de cada una de las curvas, siempre dependiendo de la curva precedente y del rango de radios especificados para la situación bajo análisis.

3.1.5.2. 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. En general, el conductor requiere de un tiempo de percepción y reacción para decidir la maniobra a ejecutar y un tiempo para llevarla a cabo. Durante este tiempo total, el o los vehículos que participan en la maniobra recorren distancias que dependen de su velocidad de desplazamiento y que determinan, en definitiva, las distancias de visibilidad requeridas en cada caso.

Se distinguen para el diseño cinco tipos de visibilidad, bajo distintas circunstancias impuestas por el trazado de la carretera o la maniobra que se desea ejecutar.

Los casos básicos aludidos son:

- Visibilidad de frenado.
- Visibilidad de adelantamiento.
- 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 0.2 m (h_2), estando situados los ojos de conductor a 1.1 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:

$$D_f = \frac{V * t}{3.6} + \frac{V^2}{254(f_1 + i)}$$

Dónde:

D_f = Distancia de frenado, en m.

$$V = V_p \text{ o } V^*$$

t = Tiempo de percepción + reacción, en seg.

f_l = Coeficiente de roce rodante, pavimento húmedo.

i = Pendiente longitudinal, en 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).

La Tabla N° 9 presenta los valores parciales calculados mediante la expresión citada y el valor redondeado adoptado para Df. Todo ello considerando V* corresponde a la velocidad asignada al tramo y que los valores de “t” y “f_l” se han actualizado de acuerdo a las tendencias vigentes a la fecha.

Los valores allí consignados para Df son los mínimos admisibles en horizontal. Si en una sección de carretera o camino resulta prohibitivo lograr la distancia mínima de Visibilidad de Frenado correspondiente a V*, se deberá señalar dicho sector con la velocidad máxima admisible, siendo éste un recurso extremo a utilizar sólo en casos muy calificados y autorizados por la administradora boliviana de carreteras.

Tabla N° 9. Distancia mínima de frenado en horizontal "Df"

$$(Df=0.555V+0.00394V^2/R)$$

V	t	f _l	dt	Df	Df (m)		V
(km/hr)	(s)		(m)	(m)	dt+Df	Adopt.	(km/hr)
30	2	0.420	16.7	8.4	25.1	25	30
35	2					31	35
40	2	0.415	22.2	15.2	37.4	38	40
45	2					44	45
50	2	0.410	27.8	24.0	51.8	52	50
55	2					60	55
60	2	0.460	33.3	35.5	68.8	70	60
65	2					80	65
70	2	0.380	38.9	50.8	89.7	90	70
75	2					102	75
80	2	0.360	44.4	70.0	114.4	115	80
85	2					130	85
90	2	0.340	50.0	93.3	143.8	145	90
95	2					166	95
100	2	0.330	55.5	119.4	174.9	175	100
105	2					192	105
110	2	0.320	61.1	149.0	210.0	210	110
115	2					230	115
120	2	0.310	66.6	183.0	249.6	250	120
125	2					275	125
130	2	0.295	72.2	225.7	297.9	300	130

Fuente: Manual de la ABC "Diseño geométrico"

3.1.5.3. 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 remontar 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 por el utilizado para el adelantamiento.

De lo expuesto se deduce que la visibilidad de adelantamiento se requiere sólo en caminos con carriles para tránsito bidireccional. En carreteras con carriles

unidireccionales no será necesario considerar en el diseño el concepto de distancia de adelantamiento, bastando con diseñar los elementos para que cuenten con la visibilidad de frenado.

La línea visual considerada en este caso será aquella determinada por la altura de los ojos de uno de los conductores ($h_1 = 1.1$ 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 de carril de circulación que les corresponde, según el sentido de avance.

El enfoque clásico elaborado por AASHTO para calcular D_a , implica definir una serie de variables y situaciones que conforman un modelo, por lo general conservador, de las diferentes realidades que se presentan en la práctica. Contrastados los valores recomendados por la AASHTO con los que se emplean en Alemania, España y Gran Bretaña, se adoptan valores medios correspondientes a la tendencia europea, que son del orden de un 5 a 10% menores que los de AASHTO¹.

Tabla N° 10. Distancia mínima de adelantamiento

Velocidad de proyecto (km/hr)	Distancia mínima de adelantamiento (m)
30	180
40	240
50	300
60	370
70	440
80	500
90	550
100	600

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

¹ Administradora Boliviana de Carreteras (ABC), Manual de Diseño Geométrico, Capítulo 2. Pág. 2-6, 2-9.

Donde sea económico posibilitar el adelantamiento el proyectista procurará dar distancias de visibilidad mayores que las indicadas en la tabla N° 10.

3.1.6. Parámetros de diseño planimétrico

La tendencia actual es evitar las rectas largas; pero al mismo tiempo trazar curvas sin un propósito definido no es recomendable. El alineamiento debe ser compuesto de suaves curvas que se adapten al terreno, como las que resultan de aplicar una regla flexible sobre la representación topográfica de la ruta. La curva que se presta mejor para este objetivo es la clotoide o espiral de transición. Sin embargo, se usarán alineamientos rectos en las zonas planas donde no existan justificaciones culturales o naturales que hagan recomendable una desviación del trazado. No obstante, ello, al final de dichas rectas la primera curva deberá permitir una Velocidad Específica concordante con la V85% correspondiente.

En caminos de menor importancia se tratará de conseguir una buena adaptación al terreno, que perturbe el menos posible las formas naturales.

El alineamiento curvilíneo provee al usuario con un paisaje cambiante que lo revela de la monotonía y al mismo tiempo le evita, en los paisajes nocturnos, el deslumbramiento provocado por los faros, en forma prolongada.

3.1.6.1. Longitud máxima en rectas

Se procurará evitar longitudes en rectas superiores a:

$$L_r(m) = 20V_p$$

Dónde:

L_r = Largo de la alineación recta, en m.

V_p = Velocidad de proyecto de la carretera, en km/hr.

En caminos bidireccionales de dos carriles, a diferencia de lo que ocurre en carreteras unidireccionales, la necesidad de proveer secciones con visibilidad para adelantar justifica una mayor utilización de rectas importantes. Sin embargo, rectas de longitudes

comprendidas entre 8Vp y 10Vp enlazadas por curvas cuya Ve cubren adecuadamente esta necesidad.

3.1.6.2. Longitud mínima en recta

Se deben distinguir las situaciones asociadas a curvas sucesivas en distinto sentido o curva en "S" de aquellas correspondientes a curvas en el mismo sentido.

En nuevos trazados deberá existir coincidencia entre el término de la primera curva y el inicio de la segunda curva.

En tramos rectos intermedios de mayor longitud, deberá alcanzar o superar los mínimos que se señalan en la tabla N° 11, los que responden a una mejor definición óptica del conjunto que ya no opera como una curva en "S" propiamente tal, ya están dados por:

$$Lr \text{ min} = 1.4 Vp$$

Dónde:

Lr = Largo de la alineación recta, en m.

Vp = Velocidad de proyecto de la carretera, en km/hr.

Tabla N° 11. LRmin entre curvas de diferente sentido

Vp (km/hr)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Lr (m)	56	70	84	98	112	126	140	154	168

Fuente: Manual de la ABC "Diseño geométrico"

3.1.6.3. Tramo recto entre curvas del mismo sentido

Por condiciones de guiado óptico es necesario evitar las rectas excesivamente cortas entre curvas en el mismo sentido, en especial en terreno llano y ondulado suave con velocidades de proyecto medias y altas.

En la Tabla N° 12 entrega los valores deseables y mínimos según tipo de terreno y velocidad de proyecto.

Tabla N° 12. LRmin entre curvas del mismo sentido

Vp (km/hr)	Terreno llano y ondulado	Terreno montañoso
30	-	25
40	110/55	55/30
50	140/70	70/40
60	170/85	85/50
70	195/98	98/65
80	220/110	110/90
90	250/125	
100	280/150	
110	305/190	
120	330/250	

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

Los valores indicados corresponden a deseables y mínimos. Para longitudes de la recta intermedia menores o iguales que los mínimos deseables se mantendrá en la recta un peralte mínimo igual al bombeo que le corresponde a la carretera o camino $(2 - 2.5 \text{ o } 3 \%)^2$.

3.1.6.4. Elementos de la curva circular

En la siguiente figura, se ilustran los diversos elementos asociados a una curva circular. La simbología normalizada que se define a continuación deberá ser respetada por el proyectista.

Las expresiones de los elementos que compone la curva simple son:

$$T = R * \tan * \frac{w}{2}$$

$$E = R(\sec \frac{w}{2} - 1)$$

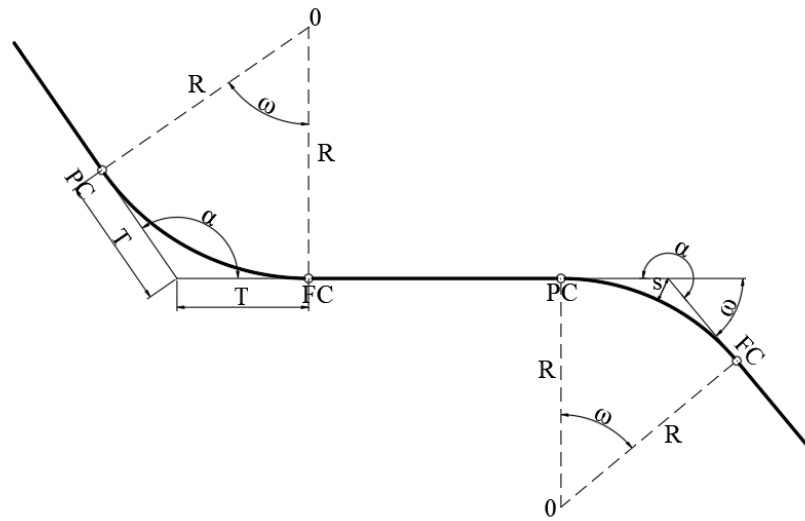
² Administradora Boliviana de Carreteras (ABC), Manual de Diseño Geométrico, Capítulo 2. Pág. 2-18, 2-19.

$$Lc = 2R \sin \frac{W}{2}$$

$$f = R(1 - \cos \frac{W}{2})$$

$$Dc = \frac{2\pi R}{360} * w$$

Figura N° 2. Curva circular



Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

Donde:

Vn = Vértice; punto de intersección de dos alineaciones consecutivas del trazado.

α = Ángulo entre dos alineaciones, medido a partir de la alineación de entrada, en el sentido de los punteros del reloj, hasta la alineación de salida.

ω = Ángulo de deflexión entre ambas alineaciones, que se repite como el ángulo del centro subtendido por el arco circular.

R = Radio de curvatura del arco de círculo (m).

T = Tangentes distancias iguales entre el vértice y los puntos de tangencia del arco de círculo con las alineaciones de entrada y salida (m). Determinan el principio de curva PC y fin de curva FC.

E = Bisectriz; distancia desde el vértice al punto medio, MC, del arco de círculo (m).

D = Desarrollo; longitud del arco de círculo entre los puntos de tangencia PC y FC (m).

e = Peralte valor máximo de la inclinación transversal de la calzada, asociado al diseño de la curva (%).

S = Ensanche; sobreancho que pueden requerir las curvas para compensar el mayor ancho ocupado por un vehículo al describir una curva.

3.1.6.5. Radios mínimos absolutos

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

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

Dónde:

R_{min} = Radio mínimo absoluto, en m.

V_p = Velocidad de proyecto, en km/hr.

e_{max} = Peralte máximo correspondiente a la carretera o el camino, en m/m.

f = Coeficiente de fricción transversal máximo correspondiente a V_p.

Tabla N° 13. Radios mínimos absolutos en curvas horizontales

Caminos, colectores, locales, desarrollo			
V _p (km/hr)	e _{max} (%)	f	R _{min} (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
Carreteras, autopistas, auto rutas, primarios			
80	8	0.122	250
90	8	0.114	330
100	8	0.105	425
110	8	0.096	540
120	8	0.087	700

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

3.1.6.6. Coeficiente de fricción transversal máximo admisible

Los coeficientes de fricción transversal entre los neumáticos y el pavimento, son valores determinados experimentalmente, que tienen en cuenta: condiciones medias del vehículo (suspensión, neumáticos, características dinámicas), de la calzada (rugosidad, presencia de agua) y del conductor y pasajeros (habilidad, ángulo de deriva, confort) las cuales son consideradas normales y admisibles.

Tales coeficientes, si no son superados, proporcionan aceptablemente la seguridad de que no se producirá el desplazamiento del vehículo y de que el conductor y los pasajeros no tendrán sensaciones de incomodidad cuando el vehículo circula por la curva a la velocidad directriz o de diseño. El coeficiente de fricción está representado por la siguiente fórmula:

$$f = 0.265 - V_p/602.4$$

Dónde:

f = Coeficiente de fricción.

V_p = Velocidad de proyecto, en km/hr.

Los valores máximos admisibles adoptados, se indican en la siguiente tabla:

Tabla N° 14. Valores admisibles del coeficiente de fricción transversal "f"

Velocidad Directriz (km/hr)	30	40	50	60	70	80
f	0.215	0.198	0.182	0.165	0.149	0.132

Fuente: Manual de la ABC "Diseño geométrico"

3.1.6.7. Peralte máximo

La única fuerza que se opone al deslizamiento lateral del vehículo es la fuerza de fricción desarrollada entre las llantas y el pavimento. Esta fuerza por sí sola, generalmente, no es suficiente para impedir el deslizamiento transversal; por lo tanto,

será necesario buscarle un complemento inclinando transversalmente la calzada. Dicha inclinación se denomina peralte.

El peralte máximo que será adoptado está restringido por diversos factores, tales como:

- Gran probabilidad de que el flujo de tránsito opere a velocidades significativamente menores a la velocidad del proyecto, debido a la proporción de vehículos comerciales, a las condiciones de pendientes o al congestionamiento.
- Velocidad de proyecto de categoría del proyecto.
- Longitud de transición del peralte que resulte prácticamente viables, principalmente en los casos de dos curvas sucesivas. De sentido opuesto o en calzadas con muchos carriles.
- Razones económicas, que orienten el proyecto así a la utilización de estructuras existentes y la reducción de los costos de construcción y de mantenimiento.
- Condiciones climáticas de la zona donde se desarrolla el trazado, principalmente cuando existe la probabilidad de formación de hielo o de acumulación de nieve sobre la calzada.

Por otra parte, valores elevados de peralte permiten la adopción de menores radios, aumentando la viabilidad de trazados condicionados por severas restricciones operativas o topográficas.

Por razones de homogeneidad, el peralte máximo adoptado debe ser mantenido a lo largo de un tramo considerable del trazado de la carretera, ya que ese valor servirá de base para la adopción de radios de curva circular superiores al mínimo, las que obviamente estarán dotadas de un peralte menor.

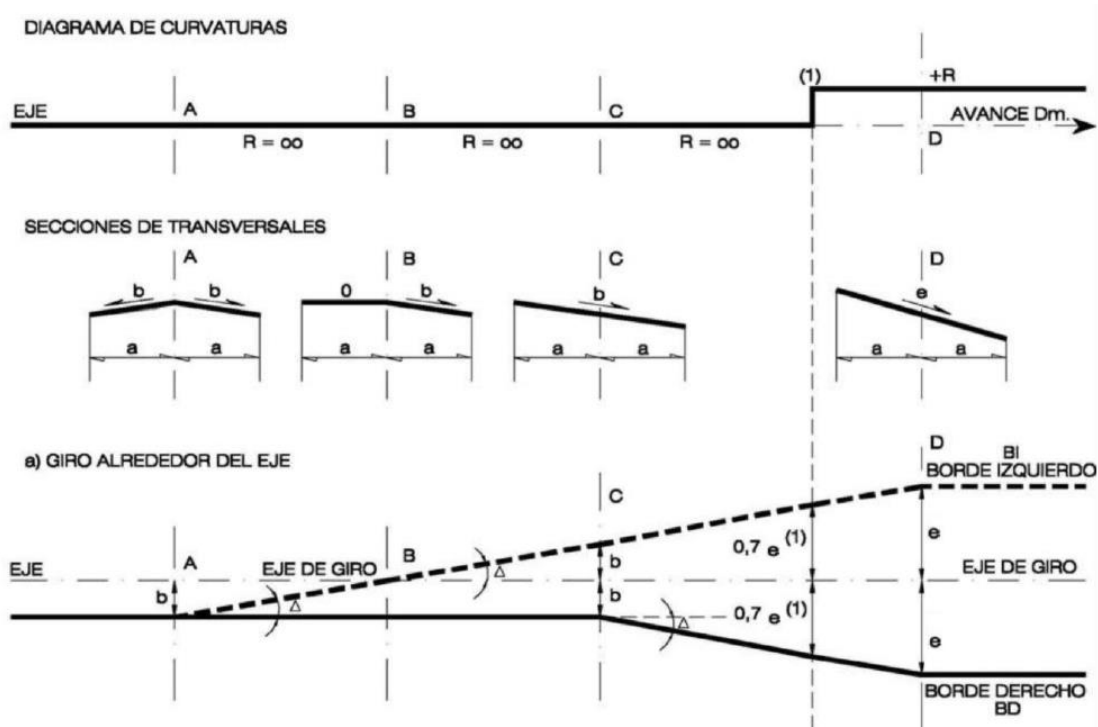
Es preferible utilizar como límites máximos, los indicados como deseables; en situaciones especiales, para lograr viabilidad técnica o cuando las características de la carretera induzcan a reducir los costos especialmente en zonas de topografía accidentada, se podrán utilizar los límites absolutos.

Tabla N° 15. Valores máximos para peralte y fricción transversal

Velocidades	e_{\max}	F
Caminos V_p 30 a 80 Km/hr	7%	$0.265 - V_p/602.4$
Carreteras V_p 80 a 120 Km/hr	8%	$0.193 - V_p/1134$

Fuente: Manual de la ABC "Diseño geométrico"

Figura N° 3. Diagrama de peralte



Fuente: Manual de la ABC "Diseño geométrico"

3.1.6.8. Condicionantes para el desarrollo del peralte

Proporción del peralte a desarrollar en recta

Cuando no existe curva de enlace de radio variable entre la recta y la curva circular, el conductor sigue en la mayoría de los casos una trayectoria similar a una de estas curvas, la que se describe parcialmente en uno y otro elemento. Lo anterior permite desarrollar una parte del peralte en la recta y otra en la curva. Esto porque en la parte de la recta vecina a la curva el conductor recorre una trayectoria circular que no hace demasiado

incomoda una inclinación transversal mayor que el 2%, y porque en la parte de la curva vecina a la recta, el vehículo describe un círculo de radio mayor que el de diseño. En ciertas oportunidades, sin embargo, el tránsito en sentido contrario puede restringir la libertad para desarrollar esta maniobra y por tanto el peralte a desarrollar en recta, debe alcanzar a un mínimo que no incrementa peligrosamente el coeficiente de fricción transversal a utilizar en el sector inicial de la curva.

Tabla N° 16. Proporción del peralte a desarrollarse en recta

Mínimo	Normal	Máximo
$e < 4.5$	$e = \text{todos}$	$e \leq 7$
$0.5e$	$0.7e$	$0.8e$

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

Las situaciones mínimas y máximas se permiten en aquellos casos, normalmente en trazado en montaña, en que por la proximidad de dos curvas existe dificultad para cumplir con algunas de las condicionantes del desarrollo del peralte.

Longitud de curva con peralte total

En caminos y carreteras con $V_p \geq 60$ km/hr, el diseño de las curvas de escaso desarrollo se deberá verificar de modo que el peralte total requerido se mantenga en una longitud al menos igual a $V_p/3.6$ (m), en lo posible para $V_{85\%} \geq 80$ km/hr en al menos 30 m.³

Desarrollo de peralte entre curvas sucesivas

Entre dos curvas de distinto sentido, el caso límite lo constituirá aquella situación en que no existe tramo en recta con bombeo normal, existiendo en dicho tramo un punto de inclinación transversal nula, a partir del cual se desarrollan los peraltes en uno y otro sentido.

Entre dos curvas del mismo sentido deberá existir, por condiciones de guiado óptico, un tramo en recta mínimo de acuerdo a lo establecido en tabla N° 12. Si la distancia disponible entre el FC y PC de las curvas sucesivas es menor o igual que el mínimo

³ Administradora Boliviana de Carreteras (ABC), Manual de Diseño Geométrico, Capítulo 2. Pág. 2-33.

deseable se mantendrá en la recta un peralte mínimo de igual sentido que el de las curvas y de una magnitud al menos igual a la del bombeo de la carretera.

3.1.6.9. Sobreancho en curvas circulares

En curvas de radio pequeño y mediano, según sea el tipo de vehículos comerciales que circulan habitualmente por la carretera o camino, se deberá ensanchar la calzada con el objeto de asegurar espacios libres adecuados (huelgas), entre vehículos que se cruzan en calzadas bidireccionales o que se adelantan en calzadas unidireccionales y entre los vehículos y los bordes de las calzadas. El sobreancho requerido equivale al aumento del espacio ocupado transversalmente por los vehículos al describir las curvas más las huelgas teóricas adoptada, (valores medios). El sobreancho no podrá darse a costa de una disminución del ancho de la berma o el SAP correspondiente a la categoría de la ruta.

El ensanche total “S (m)” se limitará a un máximo de 3 m y un mínimo de 0.5 m en calzadas de 7 m y a un máximo de 3.2 m y un mínimo de 0.35 m en calzadas de 6 m.

La columna “Radios límite” indica que radios menores o mayores que los allí indicados requieren ensanches mayores o menores que los límites antes definidos.

En caminos locales y de desarrollo con calzada de 6 m de ancho, pueden existir curvas con radios menores o iguales de 65 m, los que según sea el vehículo tipo considerado, requerían ensanches mayores que los máximos establecidos, no siendo posible entonces el cruce de dos vehículos tipo dentro de la curva; en estos casos solo se podrán cruzar dentro de la curva un vehículo comercial tipo y un vehículo liviano, debiendo los vehículos comerciales que requieren ensanches mayores hacerlo en los tramos rectos. Si no existen tramos rectos de longitud suficiente y se da una sucesión de curvas restrictivas respecto de los ensanches requeridos por el vehículo tipo considerado, se deberá estudiar uno más ensanches especiales al interior de dicho plano. Simultáneamente, el rango de radios que requieren ensanche crece significativamente para los vehículos tipo de mayor tamaño.

Tabla N° 17. Ensanche de calzada S(m) (permite cruce de 2 veh. del mismo tipo)

Tipo de vehículo (Lt en m)	Parámetro de cálculo (m)	S (m)	e _{int}	e _{ext}	Radios límite (m)
Calzada en recta 7 m. (n=2) $0.5 \text{ m} \leq S \leq 3.0 \text{ m}$ $S = e_{int} + e_{ext}$ $h_1 = 0.6 \text{ m}$ $h_2 = 0.4 \text{ m}$					
Camión Unid. Simple Lt = 11* Bus corriente Lt = 12*	Lo = 9.5	$(L_o^2/R) - 0.2$	0.65 S	0.35 S	$30 \leq R \leq 130$
Bus de turismo Lt=13.2* Bus de turismo Lt=14.0*	Lo = 10.5 Lo = 10.6	$(L_o^2/R) - 0.2$	0.65 S	0.35 S	$30 \leq R \leq 160$
Semitrailer Lt = 15.4	L1 = 5.6 L2 = 10.0	$((L_1^2 + L_2^2)/R) - 0.2$	0.70 S	0.30 S	$45 \leq R \leq 130$
Semitrailer Lt = 18.6*	L1 = 5.6 L2 = 12.2				$60 \leq R \leq 260$
Semitrailer Lt = 22.4*	L1 = 5.6 L2 = 15.5				$85 \leq R \leq 380$
Si e _{int} calculado $\leq 0.35 \text{ m}$, se adopta e _{ext} = 0 y se da todo el ensanche S en e _{int}					
Calzada en recta 6 m. (n=2) $0.5 \text{ m} \leq S \leq 3 \text{ m}$ $h_1 = 0.45 \text{ m}$ $h_2 = 0.05 \text{ m}$					
Camión Unid. Simple Lt = 11* Bus corriente Lt = 12	Lo = 9.5	$(L_o^2/R) + 0.15$	0.55 S	0.45 S	$30 \leq R \leq 450$
Bus de turismo Lt = 13.2* Bus de Turismo Lt = 14.0*	Lo = 10.5 Lo = 10,6	$(L_o^2/R) + 0.15$	0.55 S	0.45 S	$30 \leq R \leq 550$
Semitrailer Lt=15.4	L1 = 5.6 L2 = 10.0	$((L_1^2 + L_2^2)/R) + 0.20$	0.55 S	0.45 S	$45 \leq R \leq 650$
Semitrailer Lt = 18.6*	L1 = 5.6 L2 = 12.2	$((L_1^2 + L_2^2)/R) + 0.20$	0.55 S	0.45 S	$60 \leq R \leq 850$
Semitrailer Lt = 22.4*	L1 = 5.6 L2 = 15.5	No corresponde a caminos con calzada 6.0 m			
Si e _{int} calculado $\leq 0.35 \text{ m}$, se adopta e _{ext} = 0 y se da todo el ensanche S en e _{int}					

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

Considerando lo expuesto precedentemente, en caminos en que se consulte una calzada normal de 6 m de ancho , y una $V_p \leq 60 \text{ km/hr}$, si existen tramos de trazado sinuoso con curvas cuyos radios estén en el orden de los mínimos correspondientes a la velocidad de proyecto (trazados en montaña o similares), se analizará la conveniencia y se propondrá a la administradora boliviana de carreteras, ensanchar la calzada del tramo a 7 m de ancho y, considerar en las curvas huelgas iguales a las previstas para las calzadas de 6 m.

Tabla N° 18. Ensanche de la calzada en caminos con $V_p \leq 60$ km/hr alternativa con calzada en recta 7 m ($n=2$) y $H1 = 0.45$ m; $H2 = 0.05$ $0.35 \leq S \leq 3$ m

Tipo de vehículo (Lt en m)	Parámetro de cálculo (m)	S (m)	e_{int}	e_{ext}	Radios límite (m)
Camión Unid. Simple Lt = 11 Bus corriente Lt = 12	$L_o = 9.5$	$(L_o^2/R) - 0.85$	0.55 S	0.45 S	$25 \leq R \leq 75$
Bus de turismo Lt = 13.2* Bus de turismo Lt = 14*	$L_o = 10.5$ $L_o = 10.6$	$(L_o^2/R) - 0.85$	0.55 S	0.45 S	$30 \leq R \leq 95$
Semitrailer Lt = 15.4	$L1 = 5.6$ $L2 = 10.0$	$((L1^2+L2^2)/R) - 0.80$	0.55 S	0.45 S	$35 \leq R \leq 115$
Semitrailer Lt = 18.6*	$L1 = 5.6$ $L2 = 12.2$	$((L1^2+L2^2)/R) - 0.80$	0.55 S	0.45 S	$50 \leq R \leq 155$
Semitrailer Lt = 22.4*	No corresponde a caminos con calzada 6 m				

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

3.1.6.10. Curvas de retorno

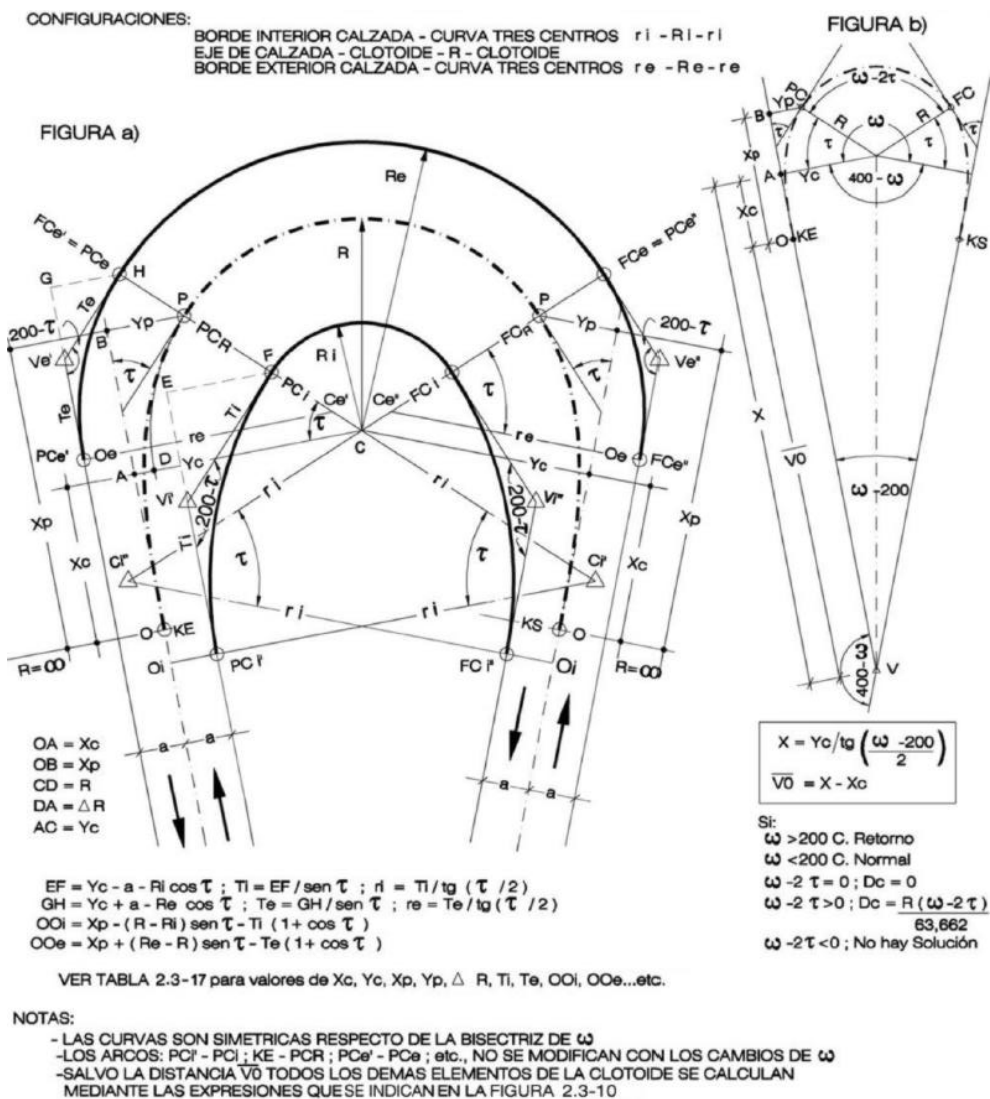
En trazados de alta montaña suelen requerirse curvas de retorno (CR), con el fin de obtener desarrollos que permitan alcanzar una cota dada, que no es posible lograr mediante trazados alternativos sin sobrepasar las pendientes máximas admisibles.

Las CR constituyen puntos singulares del trazado, en los que los radios que deben emplearse son mucho menores que los correspondientes a la V_p del camino. Los elementos para diseñarlas, clotoides y curvas de tres centros, tampoco cumplen con las condiciones que se exigen en trazados normales, pues ellas están destinadas a generar los ensanches requeridos en la CR y no como elementos de transición para la dinámica del desplazamiento. Todo ello resulta aceptable porque la velocidad de circulación en este tipo de curvas, fluctúa entre 15 y 20 km/hr. En el entorno en que estas curvas se hacen indispensables, los usuarios están dispuestos a aceptarlas, no obstante, ello deberá señalizarse adecuadamente, mediante una numeración correlativa referida al total de las CR existentes en el tramo, por ejemplo (1/8.... 2/8.... 8/8, donde 1,2...8 es el número de la CR y 8 corresponde al total de CR existentes en el tramo).

En el caso, para caminos locales, de desarrollo y eventualmente caminos mineros, el diseño considera el cruzamiento de 2 vehículos livianos (camioneta, van y similares).

Operando aisladamente, podrá describir la curva un bus rural con largo total de 12 m o un camión simple, ambos con un máximo L_0 de 9.5 m. Si en el flujo de este tipo de caminos existen buses de turismo o semitrailer, 20 m antes y después del PCi' y del FCi'' el ancho de calzada debe transitar 6 a 7 m (0.5 m linealmente hacia cada lado), para luego emplear alguna de las configuraciones correspondientes a carreteras o colectores.

Figura N° 4. Características generales de curva de retorno



Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

Actualmente algunos programas computacionales de diseño tienen incorporadas las rutinas necesarias para resolver este tipo de problemas a lo largo del eje del trazado, sin embargo, siempre será necesario tener claro los conceptos que aquí se exponen, así como los parámetros principales para definir los bordes de la calzada, según sea el valor de radio interior “Ri”.

Con el objeto de limitar el incremento de potencia requerido para describir curvas tan cerradas como las correspondientes a las CR, se procurará emplear pendientes longitudinales y peraltes moderados, siendo los máximos aceptables los que se indican a continuación.

La pendiente longitudinal dentro de la CR deberá limitarse a valores comprendidos entre 5 y 6%, aceptándose como máxima extraordinaria un 7% en caminos Locales y de Desarrollo.

El peralte máximo se reducirá de 8 a 5% en carreteras y colectores para una velocidad de operación máxima en la CR de 20 km/hr y de 7 a 5% en caminos locales y desarrollo para una velocidad de operación de 15 km/hr.

Las limitaciones generales que deben respetarse (según manual ABC) son:

Ri mínimo carreteras y colectores = 8 m.

Ri mínimo caminos locales y desarrollo = 6 m.

(Re' - Re) máximo en todos los casos = 0.6 m.

Donde:

R(m) = Radio circular del eje del trazado.

Ri(m) = Radio interior de la curva circular central (dato inicial de cálculo).

Re(m) = Radio exterior de la curva circular central.

Re'(m) = Radio exterior descrito por el extremo derecho del parachoques delantero.

3.1.7. Parámetros de diseño altimétrico

Las cotas de eje en planta de una carretera o camino, al nivel de la superficie del pavimento o capa de rodadura, constituyen la rasante o línea de referencia del alineamiento vertical. La representación gráfica de esta rasante recibe el nombre de perfil longitudinal del proyecto.

La rasante determina las características en el alineamiento vertical de la carretera y está constituida por sectores que presentan pendientes de diversa magnitud y/o sentido, enlazadas por curvas verticales que normalmente serán parábolas de segundo grado.

Para fines de proyecto, el sentido de las pendientes se define según el avance de la distancia acumulada (D_m), siendo positivas aquellas que implican un aumento de cota y negativas las que producen una pérdida de cota.

Las curvas verticales de acuerdo entre dos pendientes sucesivas permiten lograr una transición paulatina entre pendientes de distinta magnitud y /o sentido, eliminando el quiebre de la rasante. El adecuado diseño de ellas asegura las distancias de visibilidad requerida por el proyecto. En todo punto de la carretera debe existir por lo menos la visibilidad de frenado.

El trazado del alineamiento vertical está controlado principalmente por la:

- Categoría del camino.
- Topografía de área.
- Trazado el horizontal y V_p .
- Distancias de visibilidad.
- Drenaje valores estéticos y ambientales.
- Costos de construcción.

El sistema de cotas del proyecto se referirá en lo posible al nivel medio del mar, para lo cual se enlazarán los puntos de referencia del estudio con los pilares de nivelación del instituto geográfico militar.

3.1.7.1. Ubicación de la rasante respecto del perfil transversal

La superficie vertical que contiene la rasante coincidirá con el eje en planta de la carretera o camino.

Cuando el proyectó considera calzada única, en la mayoría de los casos, el eje en planta será eje de simetría de la calzada. En carreteras unidireccionales con cantero central de hasta 13 m, el eje en planta normalmente se localiza en el centro del cantero central y la rasante de dicho eje se proyecta al borde interior de los pavimentos de cada calzada.

En carreteras unidireccionales con calzadas independientes, pueden ser necesarias dos rasantes cada una de ellas asociada al respectivo eje en planta, o al borde izquierdo de los pavimentos, según el sentido de circulación en cada una de ellas.

3.1.7.2. Pendientes máximas

La Tabla N° 19 establece las pendientes máximas admisibles según la categoría de la carretera o camino.

El proyectista procurará utilizar las menores pendientes con la topografía en que se emplaza el trazado. Carreteras con un alto volumen de tránsito justifican económicamente el uso de pendientes moderadas, pues el ahorro en costos de operación y la mayor capacidad de la vía compensarán los mayores costos de construcción.

Tabla N° 19. Pendiente máxima según categoría de carretera o camino

Categoría	Velocidad de proyecto (km/hr)									
	≤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	-	-
Autorutas	-	-	-	-	-	6	5	4.5	-	-
Autopistas	-	-	-	-	-	5	-	4.5	-	4

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

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

3.1.7.3. Pendientes máximas según la altura sobre el nivel del mar

En el camino de alta montaña, cuando se superan los 2500 m sobre el nivel del mar, la pendiente máxima deberá limitarse según la siguiente tabla.

Tabla N° 20. Camino de alta montaña pendientes máximas % según alturas S.N.M.

Altura S.N.M.	Velocidad de proyecto (km/hr)					
	30	40	50	60	70	80 ⁽¹⁾
2500 - 3000 m	9	8	8	7	7	7/5 ⁽¹⁾
3100 - 3500 m	8	7	7	6.5	6.5	6/5
Sobre 3500 m	7	7	7	6	6	5/4.5

(1) Valor máx. Caminos/ Valor máx. Carreteras

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

3.1.7.4. 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 del 2% y no existen soleras o cunetas, se podrá excepcionalmente aceptar sectores con pendientes longitudinales desde hasta 0.2%.
- Si el bombeo es de 2.5%, excepcionalmente se podrán aceptar pendientes longitudinales iguales a cero.
- Si al borde del pavimento existen soleras la pendiente longitudinal mínima deseable será de 0.5% y mínima absoluta 0.35%.
- 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 pendientes de las cunetas deberá permitir una rápida evacuación de las aguas, pudiendo ser necesario revestirlas para facilitar el escurrimiento.

3.1.7.5. Curvas verticales

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 la definición:

+ Pendiente de subida según el avance de diseño.

- Pendiente de bajada según avance de diseño.

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.

La curva a utilizar en el enlace de rasantes será una parábola de segundo grado, que se caracteriza por presentar una variación constante de la tangente a lo largo del desarrollo, además de permitir una serie de simplificaciones en sus relaciones geométricas, que la hace muy práctica para el cálculo y replanteo.

La deflexión θ se repite como ángulo del centro para una curva circular de radio R , que es tangente a las rasantes a enlazar, en los mismos puntos que la parábola de segundo grado. La parábola y la curva circular mencionadas son en la práctica muy semejantes, tanto así que el cálculo teórico de la curva de enlace requerida por concepto de visibilidad se hace en base a la curva circular, en tanto que el proyecto y el replanteo se ejecutan en base a la parábola.

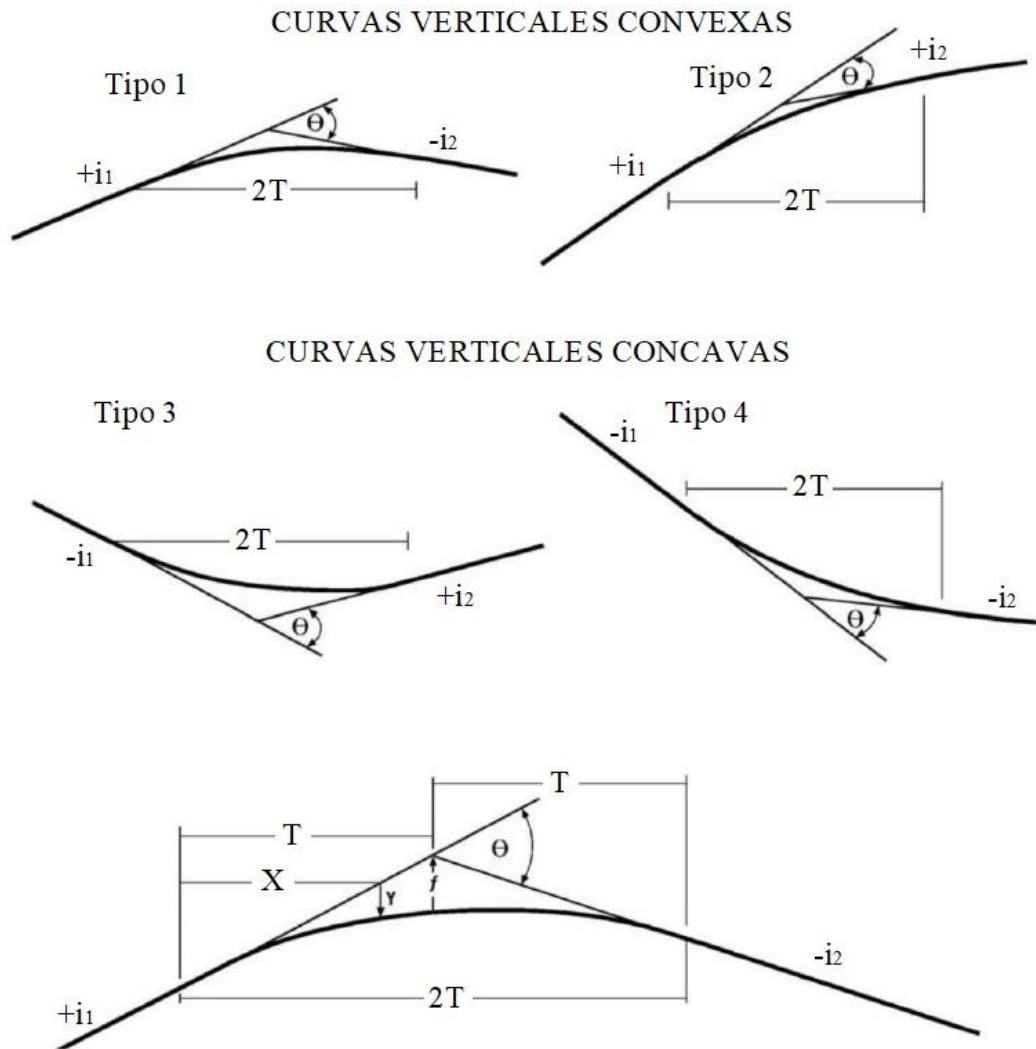
Bajo las circunstancias descritas el desarrollo de la curva vertical de enlace queda dado por:

$$L_v = R\theta = R(i_1 - i_2)$$

Donde i_1 y i_2 están expresados en m/m.

Adoptando la nomenclatura correspondiente a la parábola de segundo grado, del radio R pasa a llamarse “ K ” que corresponde al parámetro de esta curva.

Figura N° 5. Tipos de curvas verticales



Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

Finalmente, dentro del rango de aproximaciones aceptadas, el desarrollo de la curva de enlace se identifica con:

$$L_v = 2T$$

Siendo $2T$ la proyección horizontal de las tangentes a la curva de enlace.

En definitiva, para todos los efectos de cálculo y replanteo, la longitud de la curva vertical de enlace está dada según medidas reducidas a la horizontal y es:

$$2T = K\theta = K(i_1 - i_2)$$

3.1.7.6. Criterios de diseño para curvas verticales

- Las curvas verticales deben asegurar en todo punto del camino la visibilidad de frenado, ya sea que se trate de calzadas bidireccionales o unidireccionales.
- En calzadas bidireccionales, si las condiciones lo permiten, el proyectista podrá diseñar curvas de enlace por criterio de visibilidad de adelantamiento, con lo que se asegura sobradamente la visibilidad de frenado.
- El cálculo de curvas verticales presenta dos situaciones posibles, a saber:

$$D_v > 2T \quad D_v < 2T$$

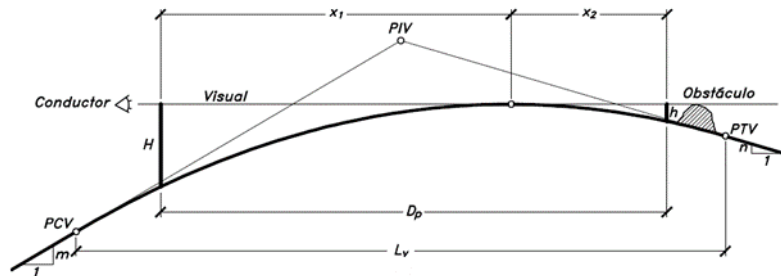
- La presente norma considera como situación general el caso $D_v < 2T$ ya que: representa el caso más corriente, implica diseños más seguros y la longitud de curva de enlace resultante de $D_v > 2T$, normalmente debe ser aumentada por criterio de comodidad y estética.
- En curvas verticales convexas o cóncavas del tipo 1 y 3 (figura N° 5), la visibilidad de frenado a considerar en el cálculo del parámetro corresponde a la distancia de frenado de un vehículo circulando a una velocidad V^* en rasante horizontal. Ello en razón de que el recorrido real durante la eventual maniobra de detención se ejecuta parte en subida y parte en bajada, con lo que existe compensación del efecto de las pendientes. En curvas verticales del tipo 2 y 4 el tránsito de bajada requiere una mayor distancia de visibilidad de frenado, que resulta significativa para pendientes sobre -6% para velocidades \leq que 60 km/hr y -4%, para velocidades \geq 70 km/hr. en estos casos el parámetro de la curva vertical puede calcularse adoptando la distancia de visibilidad corregida, o bien eligiendo el parámetro correspondiente a $V^* + 5$ Km/hr, que da un margen de seguridad adecuado.

También tenemos fórmulas para el cálculo de curvas verticales, tanto para curvas verticales convexas y cóncavas y es el siguiente:

Curvas verticales convexas:

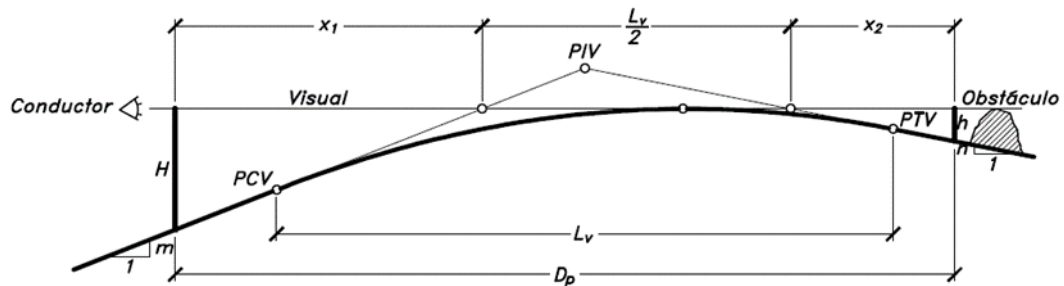
Caso 1: $D_p < L_{min} = L_v = 2T$

$$L_{min} = \frac{\theta D_p^2}{2(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}$$



Caso 2: $L_{min} = L_v = 2T < D_p$

$$L_{min} = 2D_p - \frac{2(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{\theta}$$



Donde: Para los dos casos.

h_1 = Altura ojos del conductor, en m.

h_2 = Altura obstáculo fijo, en m.

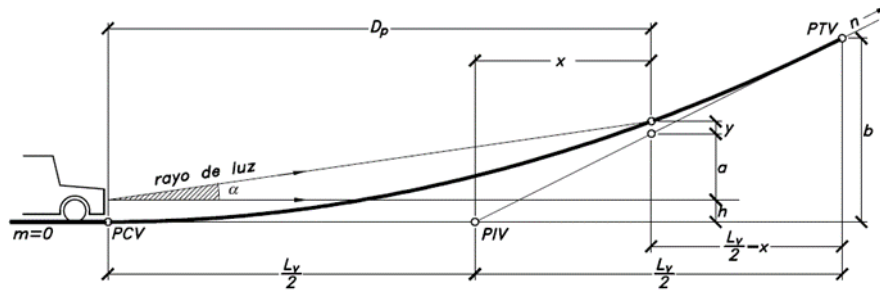
θ = Diferencia algebraica de pendientes, en m/m.

D_p = Distancia de frenado, en m.

Curvas verticales cóncavas:

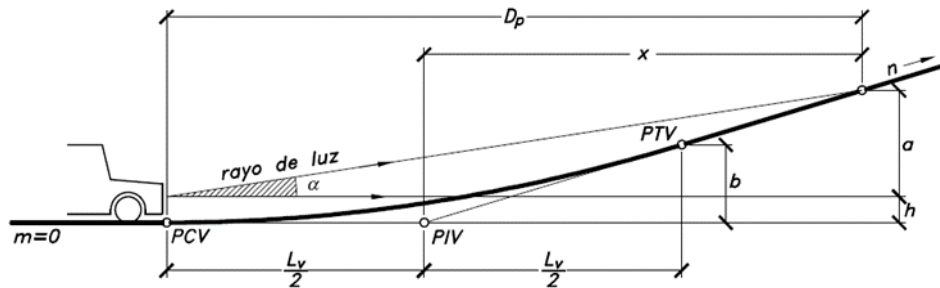
Caso 1: $D_p < L_{min} = L_v = 2T$

$$L_{min} = \frac{\theta D_p^2}{2(h + D_p \text{sen}\alpha)}$$



Caso 2: $L_{min} = L_v = 2T < D_p$

$$L_{min} = 2D_p - \frac{2(h + D_p \text{sen}\alpha)}{\theta}$$



Donde:

α = Angulo de abertura del haz luminoso.

h = Altura focos del vehículo, en m.

θ = Diferencia algebraica de pendientes, en m/m.

D_p = Distancia de frenado, en m.

Longitud mínima por comodidad y estética: La longitud mínima debe ser igual o mayor a la velocidad de proyecto en km/hr.

Situaciones en que se puede aceptar valores de $L_{min} = L_v < V_p$: Si la diferencia algebraica de pendientes está dentro los parámetros.

$$\frac{2.24}{D_p} \leq \theta \leq \frac{4.48}{D_p}$$

Situación en que la longitud vertical es igual a 0.6 de la velocidad de proyecto.

$$\theta < \frac{2.24}{D_p}$$

3.1.7.7. Parámetros mínimos por visibilidad de frenado

En curvas 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.

En curvas cóncavas, se considera la distancia de frenado nocturna sobre un obstáculo fijo que debe quedar dentro de la zona iluminada por los faros del vehículo.

Tabla N° 21. Parámetros mínimos en curvas verticales por criterio de visibilidad de frenado

Velocidad de proyecto V_p (km/hr)	Curvas convexas K_v			Curvas cóncavas K_c
	$V^* = V_p$ (km/hr)	$V^* = V_p + 5$ (km/hr)	$V^* = V_p + 10$ (km/hr)	V_p (km/hr)
30	300	300	300	400
40	400	500	600	500
50	700	950	1100	1000
Caminos colectores				
60	1200	1450	1800	1400
70	1800	2350	2850	1900
80	3000	3550	4400	2600
Carreteras primarias, auto ruta, autopista				
90	4700	5100	6000	3400
100	6850	7400	8200	4200
110	9850	10600	11000	5200
120	14000	15100	16000	6300

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

3.1.7.8. 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.

Los valores de K_a que figuran en la tabla N° 22 precedente están calculados por $D_a < 2T$, que será el caso real toda vez que se tenga $V \geq 60$ km/hr. eventualmente, para velocidades muy bajas y θ moderados se cumplirá que $D_a > 2T$ y calculando con la expresión correspondiente, se logra reducir el parámetro requerido para asegurar D_a .

Tabla N° 22. Parámetro mínimo de curvas verticales convexas para asegurar visibilidad de adelantamiento

V (km/hr)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
K_a (m)	3500	6300	9800	14900	21000	27200	33900	39100	45900

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

3.1.8. Mejoramientos indispensables en planta y elevación

Si bien no siempre será posible en razón de los costos involucrados o del espacio disponible, rectificar el trazado para llevarlo en su totalidad a los niveles normativos de un trazado nuevo, se deberán incorporar de todos modos aquellos diseños que no tienen un costo adicional, o este es marginal, tales como:

- Modificar los peraltes de las curvas empleando los valores correspondientes en función del radio de curvatura.
- Incorporar clotoides de enlace en todas las situaciones que especifica la norma.

Señalizar y demarcar los sectores que no cuentan con distancias adecuadas para adelantar, de acuerdo con los valores del presente instructivo. Estas rectificaciones confieren una seguridad adicional pero no incrementan la sensación de amplitud del trazado.

3.1.9. Mejoramientos deseables en planta y elevación

Aun cuando se podrán considerar las relajaciones, o criterios de diseño mínimos admisibles, se deberá procurar:

- Que el diseño de los elementos de planta y elevación asegure visibilidad de frenado consecuente con la V^* determinada para el tramo bajo análisis, restringida en casos extremos.
- Que mediante rectificaciones razonables las curvas sucesivas separadas menos de 400 m cumplan con la relación de radios de curvatura, aun cuando se superen los límites allí definidos, hasta en un 20%.

Criterios de diseño mínimos admisibles para rectificación de trazados existentes (mejoramiento de caminos): Si el mejoramiento se mantiene en el entorno del trazado original, se podrán relajar los criterios de diseño, según se indica a continuación, previa autorización de la administradora boliviana de carreteras, la que se pronunciará teniendo a la vista un informe preparado por el proyectista.

Los criterios cuya relajación podrá ser considerada son:

- La predicción de la $V_{85\%}$, tanto en tramos rectos de más de 400 m, como en una secuencia de curvas horizontales, para diseñar las curvas al término de dichas rectas y para verificar las distancias de visibilidad de frenado, podrán disminuirse, hasta en:

En rectas Si $400 \leq L_r < 600$ m ; V^* de $V_p + 5$ a V_p

Si $L_r \geq 600$ m ; V^* de $V_p + 10$ a $V_p + 5$

En curvas: En la misma proporción que para las rectas.

- En caminos con $V_p \leq 80$ km/hr, se podrá aumentar el peralte de las curvas de radio mínimo de 7% a 8%, procediendo a recalcular el radio mínimo admisible sin modificar el coeficiente de roce transversal que le corresponde a la velocidad de proyecto.
- Se aceptará el empleo de configuraciones límite, cuando den solución a situaciones extremas del trazado.

- Se aceptará mantener deflexiones menores de 2 grados en proyectos de repavimentación que consulten el aprovechamiento de la estructura existente.

3.1.10. Consideraciones complementarias

Finalmente, cabe destacar que, en caminos de tipo local, y eventualmente en algunos colectores, una velocidad de diseño de 60 a 70 km/hr, aun cuando se consulte pavimento, es perfectamente aceptable si los volúmenes a servir son bajos y las distancias a recorrer moderadas, máxime si el relieve de la zona presenta dificultades de alguna consideración.

En este tipo de caminos, una capa de rodadura pavimentada pretende asegurar tránsito permanente, menores costos de operación de los vehículos y confort al usuario, pero dado el bajo volumen, las ventajas asociadas a un tránsito rápido (ahorro de tiempo) no tienen relevancia frente a los costos en que se debe incurrir para lograrlas.

Una adecuada y completa señalización tanto vertical como horizontal, explicitando en forma reiterada la velocidad de proyecto del tramo, permitirá controlar en mejor forma los objetivos previstos según la categoría del camino.

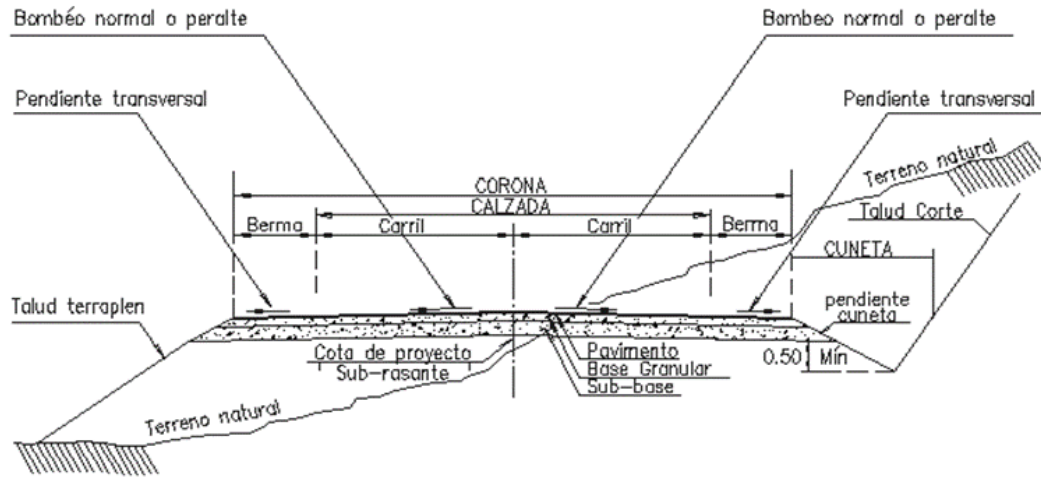
3.1.11. Sección transversal

La sección transversal de una carretera o camino describe las características geométricas de éstas, 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 dependen de las funciones que ellas cumplan y de las características del trazado y del terreno en los puntos considerados.⁴

⁴ Administradora Boliviana de Carreteras (ABC), Manual de Diseño Geométrico, Capítulo 3. Pág. 3-1

Figura N° 6. Sección transversal y sus partes



Fuente: Ingeniería de caminos rurales Ing. Gordon Keller

3.1.11.1. La plataforma

Se llama “plataforma o corona” a la superficie de una vía formada por su(s), calzada(s), sus bermas, los sobreechancos 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.

3.1.11.2. La calzada

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 éstos adelanten a otros más lentos. En la Tabla N° 23 se resumen los anchos de carriles, dados en función de la categoría de la vía y de la velocidad de proyecto que le corresponde.

Tabla N° 23. Anchos de carriles según categorías

Número de calzadas y categoría		Velocidad de proyecto (km/hr)	Ancho de carril "a" (m)
Calzadas unidireccionales	Autopista	120	3.5
		100	3.5
		80	3.5
	Primario y autorruta	100	3.5
		90	3.5
		80	3.5
	Colector	80	3.5
		70	3.5
		60	3.5
Calzada bidireccional	Primario	100	3.5
		80	3.5
	Colector	80	3.5
		70	3.5
		60	3.0 a 3.5
	Local	50	3.0 a 3.5
		40	3.0
	Desarrollo	30	2.0 a 2.5

Fuente: Manual de la ABC "Diseño geométrico"

Las calzadas pueden ser pavimentadas o no. Si son pavimentadas, quedaran comprendidas entre las bermas. La demarcación de ejes y bordes que ayuda a definir

los carriles y el ancho total de la calzada, se ejecutara en conformidad con las disposiciones vigentes de la administradora boliviana de carreteras.

3.1.11.3. Pendiente transversal o bombeo

En tramos rectos, 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 el periodo de retorno de 10 años (I'_{10}) mm/hr, propia del área en que se emplaza el trazado.

La tabla N° 24 especifica estos valores indicando en algunos casos un rango dentro del cual el proyectista deberá moverse, afinando su elección según los matices de la rugosidad de las superficies y de los climas imperantes.

Tabla N° 24. Bombeo de la calzada

Tipo de superficie	Pendiente transversal	
	$(I'_{10}) \leq 15 \text{ mm/h}^{(1)}$	$(I'_{10}) > 15 \text{ mm/h}^{(1)}$
Pav. De hormigón o asfalto	2	2.5
Tratamiento Superficial	3 ⁽²⁾	3.5
Tierra, grava, chancado	3 – 3.5 ⁽²⁾	3.5 - 4

(1) Determinar mediante estudio hidrológico

(2) En climas definitivamente desérticos, se pueden rebajar los bombeos hasta un valor límite de 2.5 %

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

3.1.11.4. Bermas

Las bermas son franjas que flanquean el pavimento de la calzada. 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.

Ancho de bermas: El ancho normal en caminos locales con $V_p = 40 \text{ km/hr}$ es de 0.5 m, el que en conjunto con el SAP proveen una plataforma de 8 m, En caminos de desarrollo que normalmente no poseerán pavimento superior, se podrá prescindir de las bermas, existiendo sólo el SAP como complemento para asegurar la estabilidad y adecuada compactación de la calzada.

Tabla N° 25. Ancho de bermas según categoría y Vp

Número de calzadas y categoría		Velocidad de proyecto (km/hr)	Ancho de berma	
			"bi" Interior (m)	"be" Exterior (m)
Calzadas unidireccionales	Autopista	120	1.2	2.5
		100	1.0	2.5
		80	1.0	2.5
	Primario y autorruta	100	1.0	2.5
		90	1.0	2.5
		80	1.0	2.0
	Colector	80	1.0	2.0
		70	0.6 – 0.7	1.5
		60	0.6 – 0.7	1.0
Calzada bidireccional	Primario	100	-	2.5
		80	-	2.0
	Colector	80	-	1.5
		70	-	1.0 – 1.5 ⁽²⁾
		60	-	0.5 – 1.0 ⁽²⁾
	Local	50	-	0.5 – 1.0 ⁽²⁾
		40	-	0.0 – 0.5 ⁽²⁾
		30	-	0.0 – 0.5 ⁽²⁾
Desarrollo	50	-	0.5 – 1.0 ⁽²⁾	
	40	-	0.0 – 0.5 ⁽²⁾	
	30	-	0.0 – 0.5 ⁽²⁾	

(2) El ancho de las bermas de locales y de desarrollo se definirá en función del tránsito y dificultad del emplazamiento.

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

Las bermas cumplen cuatro funciones básicas:

- Proporcionan protección al pavimento y a sus capas inferiores, que de otro modo de 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.

- Ofrecen 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 ser compactadas homogéneamente en toda su sección.

3.1.11.5. Pendiente transversal de bermas

En caminos y carreteras 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 curva. Para tramos en recta la pendiente transversal o bombeo corresponde a la indicada en la tabla N° 24.

En caminos sin pavimento, de las categorías locales y de desarrollo, a los que se asocian bermas de un ancho máximo de 1.5 m y menores, en la práctica, no se distingue la zona correspondiente a la calzada de las bermas; consecuentemente, en ellas se mantendrá la pendiente transversal de la calzada, con los mínimos indicados en la tabla N° 24 para tramos en recta.

3.1.11.6. Sobreanchos de plataforma

La necesidad de proporcionar sobreancho a la calzada en las curvas horizontales obedece a la conveniencia de ofrecer condiciones de seguridad similares a los de ancho de esa calzada en los tramos rectos. Las razones que justifican ese sobreancho son:

- Un vehículo que recorre una curva horizontal, ocupa un ancho mayor que el propio porque las ruedas traseras recorren una trayectoria interior respecto a la descrita por las ruedas delanteras.
- El conductor experimenta cierta dificultad para mantener el vehículo en el centro del carril, debido al continuo cambio de dirección que se produce al recorrer una curva horizontal.

Dimensión de sobreanchos: La plataforma en terraplén 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 la falta de confinamiento y riesgo por pérdida de estabilidad del equipo de compactación autopropulsado. Toda vez que el SAP tenga un ancho mayor de 0.5 m, el ancho adicional adyacente a la berma deberá compactarse según las mismas exigencias especificadas para las bermas.

En plataformas en corte, si la cuneta es revestida, se podrá prescindir del SAP como parte de la sección transversal; no obstante, ello, al extender las capas de subbase y base se colocará inicialmente un sobreecho de 0.5 m para poder compactar adecuadamente el borde exterior de las bermas, material que se retira posteriormente para conformar la cuneta. Si la cuneta no lleva revestimiento la sección transversal debe considerar un SAP de 0.5 m, para separar las capas estructurales de las aguas que escurren por la cuneta.

Si la plataforma en terraplén consulta la instalación de barreras de seguridad, salvo que se trate de Caminos Locales o de Desarrollo con $V_p \leq 50$ Km/hr, el ancho mínimo del SAP será de 0.8 m, con el objeto de anclar el poste a 0.2 m del extremo exterior del SAP no invadir la berma con la barrera.

3.1.11.7. Pendiente transversal de sobreechos

La Tabla N° 26 establece la pendiente transversal del SAP (%), según las distintas situaciones posibles, tanto para calzadas bidireccionales como para las unidireccionales, y en estas últimas, distinguiendo entre SAP exterior e interior.

Tabla N° 26. Pendiente transversal del SAP

Siempre	Pendiente transversal del SAP
En recta	i_s siempre = -10%
Zona transición peralte	para $b \leq e \leq 0$; $i_s = -10\%$
Extremo alto de la plataforma	para $0 < e \leq 3\%$; $i_s = -(10-2e)\%$
Extremo bajo de la plataforma	para todo e ; $i_s = -10\%$
El i_s del SAP interior de las calzadas unidireccionales será de -8%, salvo para $e > -4\%$ en que $i_s = -4\%$	

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

3.1.12. Taludes

3.1.12.1. Taludes de terraplén desde el punto de vista de su estabilidad

Cuando una carretera o camino se emplaza en terraplén, los materiales de éste provendrán de las excavaciones hechas en otros puntos del trazado o de yacimientos. En cualquier caso, las características de dichos materiales serán relativamente previsibles, y por lo general se podrá anticipar la inclinación máxima admisible de los taludes en función de la altura de los terraplenes.

El diseño de taludes de terraplén, desde el punto de vista estructural, se encuentra en función del tipo de material que lo constituye y de los suelos sobre los que se fundan.

Cuando los materiales lo permitan, los taludes de terraplén con alturas inferiores a 15 metros tendrán una inclinación máxima de 1:1.5 (V: H).

Los taludes de terraplenes de alturas mayores que 15 m deben ser objeto de un estudio especializado, del cual surgirá su adecuada inclinación.

Si un terraplén debe cimentarse sobre suelos que presenten inclinaciones superiores al 20% o que estén constituidos por materiales inadecuados, se deberán considerar obras especiales para minimizar los peligros de deslizamiento o de asentamientos diferenciales excesivos.

3.1.12.2. Taludes de terraplén desde el punto de vista de seguridad vial

Taludes de terraplén con inclinaciones comprendidas entre 1:3 y 1:4 (V: H), se consideran “transitables”, es decir un vehículo que se salga de la plataforma puede en la mayoría de los casos descender por el talud sin volcarse, y si en dicho trayecto y al pie del terraplén no existen obstáculos, y el terreno presenta una inclinación menor o del orden de un 5%, en definitiva, el vehículo podrá ser detenido minimizando la severidad del accidente.

Taludes de terraplén con inclinaciones menores que 1:4 (V: H) se consideran “recuperables, es decir el conductor tiene la posibilidad de redirigir el vehículo hacia la plataforma del camino. Lo anterior será tanto más cierto cuanto más tendido sea el

talud; por ejemplo 1:6 (V: H), sin embargo, el tendido de los taludes de los terraplenes tiene un costo importante por el mayor movimiento de tierras requerido.

Taludes de corte

La inclinación de los taludes del corte variará a lo largo de la obra según sea la calidad y estratificación de los suelos encontrados.

Dichas inclinaciones podrán ser únicas en un tramo del trazado, o bien presentar variaciones en un mismo perfil. Esto último en el caso de comprobarse las ventajas técnicas y/o económicas, o de otro tipo, de tal geometría.

Un talud de corte con más de una inclinación se puede dar en dos casos básicos. El primero, cuando la inclinación con la cual él se inicia, a partir del borde exterior del fondo de la cuneta, debe ser disminuida más arriba, tendiéndolo, al existir terrenos de inferiores características estructurales.

El segundo caso se presenta cuando se elige diseñar un talud de corte con bancos intermedios, por ser esta solución, en el caso estudiado, preferible a un talud más tendido, ya sea único o quebrado.

Un talud de corte puede presentar uno o más bancos. El primer escalón, contado desde abajo, queda definido por su ancho, por su pendiente transversal y por la altura entre su borde exterior y el de la cuneta, o entre el primero y el eje de la carretera, según aconsejen las conveniencias estéticas e hidráulicas en cada caso. Los bancos pueden ser diseñados como permanentes, o transitorios si se prevé que ellos serán cubiertos con materiales desprendidos o derramados desde los siguientes. En ambos, los bancos deben tener un ancho mínimo que es función de las características geológicas del terreno y, en zonas de nevazones frecuentes, de la intensidad de éstas.

Sus inclinaciones transversales deben ser del orden del 5%, vertiendo hacia la pared del corte si son permanentes y no superiores al 5(H): 1(V), vertiendo hacia la plataforma, si son transitorios.

3.1.12.3. Taludes según manual de protección de taludes

El manual de protección de taludes es de la asociación de carreteras Japón, mayo 1984. Donde establece algunos parámetros y recomendaciones de diseño de taludes.

Taludes de Corte

Los taludes de corte son diferentes a los rellenos en terreno malo, por lo que es muy difícil determinar su diseño apropiado solamente con cálculos de estabilidad, debido a que la formación geológica del terreno es complicada, las características del suelo varían considerablemente, la predicción de la localización de superficies de falla y los parámetros de resistencia del suelo es difícil, y la resistencia cortante disminuye con el tiempo debido al intemperismo después de la excavación.

Tabla N° 27. Inclinaciones normales de taludes de corte

Inclinaciones normales de taludes de corte			
Clasificación del suelo		Prof. de corte	Inclinación
			V:H
Roca dura			1:0.3 a 1:0.8
Roca blanda			1:0.5 a 1:1.2
Arena	No densa y pobremente graduada		1:1.5
Suelo arenoso	Denso	Menos de 5 m	1:0.8 a 1:1.0
		5 a 10 m	1:1 a 1:1.2
	No denso	Menos de 5 m	1:1 a 1:1.2
		5 a 10 m	1:1.2 a 1:1.5
Suelo arenoso mezclado con grava	Denso o bien graduado	Menos de 10 m	1:0.8 a 1:1.0
		10 a 15 m	1:1 a 1:1.2
	No denso o pobremente graduado	Menos de 10 m	1:1 a 1:1.2
		10 a 15 m	1:1.2 a 1:1.5
Suelo cohesivo		0 a 10 m	1:0.8 a 1:1.2
Suelo cohesivo mezclado con masas de roca o bolonearia		Menos de 5 m	1:1 a 1:1.2
		5 a 10 m	1:1.2 a 1:1.5

Fuente: Manual de protección de taludes, asociación de carreteras Japón, mayo 1984

las banquetas, generalmente se instala una banqueta de 1 a 2 m de ancho, a la mitad de un talud de corte de gran altura.

Cuando no existen facilidades de drenaje, se proporciona a la banquetta un gradiente transversal de 5 a 10%, de modo que el agua drene hacia el fondo del talud (pie de talud).

En los taludes de corte, normalmente se diseñan banquetas de 1 a 2 metros de ancho cada 5 a 10 metros de altura, dependiendo del suelo, litología y escala del talud.

Una banquetta más ancha se recomienda cuando el talud es largo y grande, o donde se instalarán vallas de protección de caída de rocas.

Taludes de terraplenes

Cuando se diseñan y ejecutan trabajos de taludes de relleno, se recomienda analizar integralmente y tomar las medidas pertinentes en los siguientes tópicos: cimentación del terraplén, agua de infiltración, condiciones topográficas y clima.

Tabla N° 28. Inclinationes de taludes correspondientes a materiales de relleno

Inclinaciones de taludes correspondientes a materiales de relleno			
Materiales de relleno	Altura de relleno	Relación de talud	Observaciones
Arena bien graduada (SW), grava y arena con grava (GM) (GC) (GW) (GP)	Menor que 5 m	1:1.5 a 1:1.8	A ser aplicados a rellenos con suficiente capacidad portante en la cimentación, no afectados por inundación.
	5 a 15 m	1:1.8 a 1:2	
Arena mal graduada (SP)	Menor que 10 m	1:1.8 a 1:2	
Masas de roca (incluyendo estéril)	Menor que 10 m	1:1.5 a 1:1.8	
	10 a 20 m	1:1.8 a 1:2	
Suelo arenoso (SM) (SC), suelos arcillosos duros y arcilla dura (arcilla aluvial, greda, etc.)	Menor que 5 m	1:1.5 a 1:1.8	
	5 a 10 m	1:1.8 a 1:2	
Suelos arcillosos blandos (VH ₂)	Menor que 5 m	1:1.8 a 1:2	

Fuente: Manual de protección de taludes, asociación de carreteras Japón, mayo 1984

3.1.12.4. Estabilidad de taludes

Al diseñar el relleno, es deseable determinar la sección de relleno, de tal modo que se obtenga un factor de seguridad mínimo de 1.2 a 1.3, de los resultados del cálculo de estabilidad.⁵

En los cálculos de estabilidad, el método de dovelas asume una superficie de falla circular. De acuerdo a este método, la masa de la superficie deslizante se divide en varias rebanadas de ancho apropiado. Las fuerzas actuantes y resistentes se suman respectivamente y se determina el factor de seguridad de la relación entre éstos.

La resistencia cortante del suelo se determina mediante ensayos triaxiales, de corte directo y de compresión no-confinada. Los ensayos deben ejecutarse cuidadosamente, ya que los resultados varían dependiendo del método y del operador.

Deberán tomarse precauciones, ya que los métodos de ensayo son diferentes en la etapa de reconocimiento, si se emplea el método de esfuerzos efectivos o totales.

Fórmula de cálculo con el método de esfuerzo total

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i \cdot \Delta l_i + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \operatorname{sen} \alpha_i}$$

Donde:

FS = Factor de seguridad.

C_i = Cohesión, en tn/m².

Δl_i = Longitud de arco de superficie de falla cortado por cada dovela, en m.

W_i = Peso de la dovela, en tn/m.

α_i = Angulo que forma la dovela con el centro de giro, en grados.

ϕ_i = Angulo de fricción interna, en grados.

⁵ Manual de protección de taludes, asociación de carreteras Japón, mayo 1984.

3.1.12.5. Sección cunetas

El talud interior (Z1 H: 1V) de una cuneta está en función de la velocidad de proyecto asumido y el volumen de tráfico de la carretera, como se indica en el cuadro siguiente.

Tabla N° 29. Valores de diseño de talud interior

Valores de diseño de talud interior Z1		
Velocidad de diseño (km/hr)	Tráfico promedio diario (número de vehículos día)	
	≤ 750	> 750
≤ 70	2:1*	3:1
	3:1	3:1
>70	3:1	4:1

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú

Las dimensiones mínimas a considerar para las cunetas, está en función al clima, como se muestra en el cuadro siguiente.

Tabla N° 30. Dimensiones mínimas de cunetas

Dimensiones mínimas de cunetas de sección triangular			
Clima	Precipitación media anual (mm)	Profundidad d (m)	Ancho a (m)
Árido	$P \leq 400$	0.2	0.5
Semiárido a subhúmedo	$400 < P \leq 1600$	0.3	0.75
húmedo	$1600 < P \leq 3200$	0.4	1.2
Híper húmedo	$P > 3200$	0.3*	1.2

*sección trapezoidal, con ancho de fondo $b = 0.3$ m como mínimo

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú

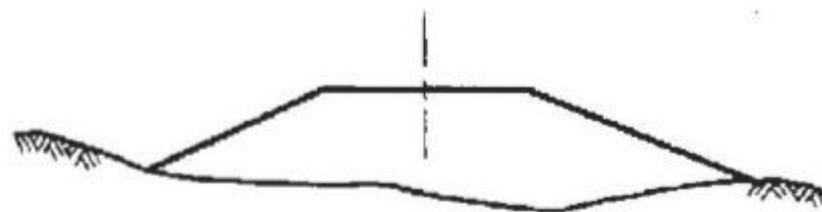
3.1.13. Movimiento de tierras

Uno de los objetivos del movimiento de tierras es minimizar el volumen de tierra que se requiere para el proyecto. Por lo tanto, se estima el movimiento de tierra que interviene en cada lugar alternativo, tanto en la etapa preliminar como en el final.

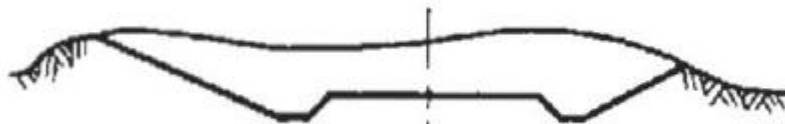
Para determinar el volumen de movimiento de tierra que interviene para una rasante dada, se toman perfiles transversales a intervalos regulares a lo largo de rasante. En general las secciones transversales están separadas cada 10 m, aunque a veces se aumenta esta distancia para la ingeniería preliminar.

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.

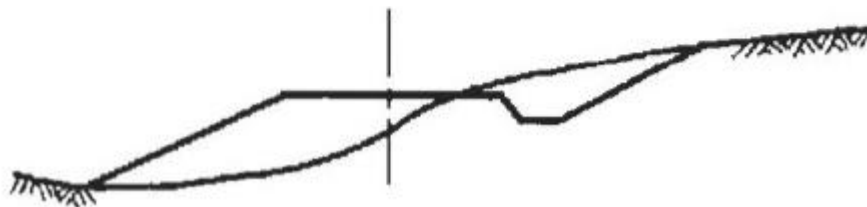
Figura N° 7. Tipos de sección transversal.



(a) Terraplén



(b) Corte



(c) Terraplén y corte

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

El 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 las distancias entre aquellas su ecuación es la siguiente:

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

Donde:

V=Volumen, en m³.

A1 y A2= Áreas extremas, en m².

L= Distancias entre secciones transversales, en m.

3.1.13.1.Diagrama curva 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 m³ desde un punto inicial arbitrario. Entonces, la diferencia de ordenadas entre dos perfiles transversales cualesquiera representan la acumulación neta de corte y 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.

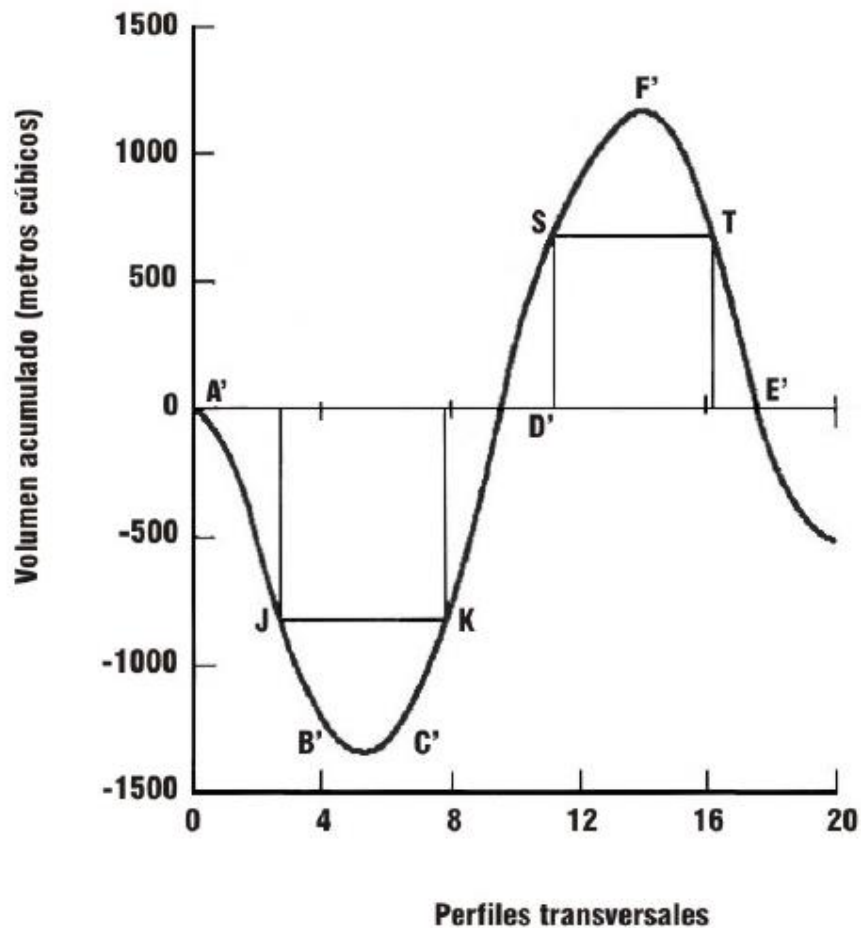
3.1.13.2.Interpretación del diagrama de la curva masa

A partir de la Figura N° 8 se puede 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 y relleno).

- 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 volúmenes de corte y de relleno entre estos puntos. En la figura 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.
- Pueden 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.

Figura N° 8. Curva masa



Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

3.2. Diseño estructural de pavimentos

Hoy día de acuerdo a nuestra realidad hay variadas áreas dentro del conocimiento de los pavimentos asfálticos que se deberían revisar. Así se tiene, por ejemplo:

- Diseño estructural de pavimento flexible.
- Diseño de tratamiento superficial.
- Especificaciones técnicas de construcción.
- Métodos constructivos, etc.

De los mencionados nos centraremos en el diseño estructural de pavimento flexible, con el método AASTHO-93. Y diseño de tratamiento superficial simple.

3.2.1. Alternativas de pavimentos

Se realiza el análisis de dos alternativas, por tratarse del diseño de un camino tipo en desarrollo, que la misma actualmente tiene bajo volumen de tránsito.

Alternativa I: Pavimento flexible.

Los pavimentos flexibles se caracterizan por ser sistemas multicapa con las capas de mejor calidad cerca de la superficie donde las tensiones son mayores. La capa superior es de concreto asfáltico. Un pavimento flexible trabaja distribuyendo la carga hasta que llegue a un nivel aceptable para la subrasante. Por debajo de la capa de concreto asfáltico se coloca una base que puede ser de piedra partida, grava bien graduada o materiales estabilizados (con cemento, cal o asfalto). Por debajo de esta base se coloca una capa de menor calidad denominada subbase.

Alternativa II: Tratamiento superficial.

Los tratamientos superficiales han sido una opción ampliamente aceptada a nivel mundial para mejorar la condición de las carreteras.

Los tratamientos superficiales, en su variante más sencilla (tratamiento superficial simple) se definen como una aplicación uniforme de un ligante asfáltico, usualmente

emulsión asfáltica, cubierta por una capa uniforme de agregados de igual tamaño⁶. Esta aplicación puede llevarse a cabo sobre pavimentos flexibles o sobre bases granulares.

Los beneficios que se obtienen con la colocación de tratamientos superficiales se destacan a continuación.⁷

- Permiten aumentar el coeficiente de fricción de la carretera.
- Sirven para impermeabilizar la estructura de pavimento existente, con lo cual se protegen las capas subyacentes.
- Cuando se colocan sobre superficies granulares sirven para reducir la emisión de polvo.
- Permiten disponer de una superficie uniforme.

Es importante considerar que los tratamientos superficiales no deben ser colocados sobre carreteras con algún tipo de daño estructural significativo, ya que por su espesor no realizan ningún aporte estructural al pavimento.

Acerca de su construcción del tratamiento superficial. - Inicialmente, deben conformarse la sub-base y base del pavimento, estas capas se compactan y diseñan de tal forma que en conjunto tengan la capacidad estructural suficiente para soportar las cargas de tránsito durante el periodo de diseño establecido. Adicionalmente, antes de colocar el tratamiento superficial, la carretera debe contar con el bombeo y los peraltes, así como los sistemas de drenaje auxiliares requeridos para garantizar que el agua escurra en eventos de precipitación.

3.2.2. Parámetros de entrada comunes para el diseño.

Los parámetros de entrada comunes al diseño para el pavimento flexible y tratamiento superficial son:

- Características geotécnicas de los suelos de la subrasante, que se detallan en el estudio de suelos.

⁶ National Cooperative Highway Research Program, 2005

⁷ Texas Department of Transportation, 2010

- Tráfico vehicular.

Sub rasante: El espesor del pavimento depende fundamentalmente de la subrasante por lo que esta debe cumplir con los requisitos de consistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de la humedad.

3.2.3. Pavimento flexible método AASHTO

Para el método de AASHTO la fórmula de diseño es:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_0 + 9.36 \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left\{ \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right\}}{\frac{0.40 + 1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log_{10} M_R - 8.07$$

Dónde:

W_{18} = Número de cargas de ejes simples equivalentes de 18 kips (80 KN) calculadas conforme al tránsito vehicular.

Z_R = Es el valor de Z (área bajo la curva de distribución) correspondiente a la curva estandarizada para una confiabilidad R.

S_0 = Desviación estándar de todas las variables.

ΔPSI = Pérdida de serviciabilidad.

M_R = Módulo de resiliencia de la subrasante.

SN = Número estructural.

Existen dos variables que deben tomarse en cuenta y son:

- El periodo de análisis.
- La vida útil del pavimento.

El periodo de análisis, es el tiempo total para el cual se diseña un pavimento en función de la proyección del tránsito y el tiempo que se considere apropiado para que las condiciones del entorno se comiencen a alterar desproporcionalmente. En los métodos AASHTO de 1961 y de 1972 era frecuente diseñar los pavimentos para un período máximo de 20 años; hoy en día, en el Método AASHTO '93, recomienda que se estudien los pavimentos para un período de comportamiento mayor, ya que ellos pueden dar lugar a una mejor evaluación de las alternativas a largo plazo basadas en

análisis de costo-tiempo. En cualquier caso, sin embargo, se recomienda que el período de análisis incluya al menos una rehabilitación⁸ de la estructura recomendada.

La vida útil del pavimento o también llamado periodo de diseño, es aquel tiempo que transcurre entre la construcción del mismo y el momento en que alcanza el mínimo de serviciabilidad.

3.2.4. Periodos de análisis y de diseño

Tabla N° 31. Periodos de análisis

Tipo de camino	Periodo de análisis
Gran volumen de tránsito	30-50 años
Gran volumen de tránsito rural	20-50 años
Bajo volumen pavimentado	15-25 años

Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

Tabla N° 32. Periodos de diseño

Tipo de camino	Periodo de diseño
Gran volumen de tránsito	15-20 años
Gran volumen de tránsito rural	15-20 años
Bajo volumen pavimentado	5-12 años

Fuente: (AASHTO -93) Maestría del Ing. Gustavo Corredor

3.2.5. Variables en función del tránsito

Esta variable es el número de repeticiones de ejes equivalentes de 18 kips (80KN) o ESALS. La conversión de una carga dada por eje a eje equivalente o ESALS se hace a través de los factores equivalentes de carga.

3.2.6. Confiabilidad

Este valor se refiere al grado de seguridad o veracidad de que el diseño de la estructura de un pavimento, puede llegar al fin de su periodo de diseño en buenas condiciones.

⁸ Recomendación dada por el Ing. Gustavo Corredor M. (Maestría en vías terrestres, Modulo III)

Tabla N° 33. Niveles de confiabilidad

Niveles de confiabilidad	
Clasificación funcional	Nivel recomendado por AASHTO para carreteras (%)
Carretera interestatal o	80.0 – 99.9
Red principal o federal	75.0 – 95.0
Red secundaria o estatal	75.0 – 95.0
Red rural o local	50.0 – 80.0

Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

Tabla N° 34. Valores de Z_R en la curva normal para diversos grados de confiabilidad

Confiabilidad ®	Valor de Z_R	Confiabilidad ®	Valor de Z_R
50	-0.000	93.00	-1.476
60	-0.253	94.00	-1.555
70	-0.524	95.00	-1.645
75	-0.674	96.00	-1.751
80	-0.841	97.00	-1.881
85	-1.037	98.00	-2.054
90	-1.282	99.00	-2.327
91	-1.340	99.90	-3.090
92	-1.405	99.99	-3.750

Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

3.2.7. Desviación estándar global S_0

Valores de S_0 en los tramos de prueba AASHTO no incluyen errores en la estimación del tránsito; sin embargo, el error en la predicción del comportamiento de las secciones en tales tramos, fue de 0.25 para pavimentos rígidos y 0.35 para los flexibles, lo que corresponde a valores de la desviación estándar total debidos al tránsito de 0.35 para pavimentos rígidos y 0.49 para pavimentos flexibles.

3.2.8. Subrasantes expansivas

En el caso de existir subrasantes expansivas por efecto de la saturación, es necesario analizar la pérdida de serviciabilidad (ΔPSI) debido a esta causa, haciendo los análisis de laboratorio a los materiales existentes en el proyecto.

3.2.9. Criterios para determinar la serviciabilidad

La serviciabilidad de una estructura de pavimento, es la capacidad que tiene éste de servir al tipo y volumen de tránsito para el cual fue diseñado. El índice de serviciabilidad se califica entre 0 (malas condiciones) y 5 (perfecto).

Para el diseño de pavimentos debe asumirse la serviciabilidad inicial y serviciabilidad final; la inicial (P_0) es función directa del diseño de la estructura de pavimento y de la calidad con que se construye la carretera, la final o terminal (P_t) va en función de la categoría del camino y se adopta en base a esto y al criterio del diseñador; los valores que se recomienda por experiencia son:

Serviciabilidad inicial

$P_0 = 4.5$ para pavimentos rígidos.

$P_0 = 4.2$ para pavimentos flexibles.

Serviciabilidad final

$P_t = 2.5 - 3.0$ para vías con características de autopistas urbanas y troncales de mucho tráfico.

$P_t = 2.0 - 2.5$ para vías con características de autopistas urbanas y troncales de intensidad de tráfico normal, así como para autopistas interurbanas.

$P_t = 1.8 - 2.0$ para vías locales, ramales, secundarias y agrícolas.

$$\Delta PSI = P_0 - P_t$$

3.2.10. Módulo de resiliencia efectivo del material de subrasante (M_R)

La base del Método AASHTO – 93, para la caracterización de los materiales, tanto de la subrasante como los que conformarán las diferentes capas de la estructura, es la determinación del módulo elástico o resiliente.

Las ecuaciones de correlación recomendadas son las siguientes:

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

$$M_R = 1500\text{CBR (Psi)}$$

Para materiales de subrasante con CBR mayor de 7.2 % pero menor o igual a 20 %.

$$M_R = 3000\text{CBR}^{0.65} \text{ (Psi)}$$

Para materiales de subrasante con valores de CBR mayores a 20 % se deberán emplear otras formas de correlación, tal como la recomendada por la propia guía de diseño AASHTO – 93:

$$M_R = 4326 \ln \text{CBR} + 241 \text{ (Psi)}$$

3.2.11. Determinación de espesores por capas

Una vez obtenido el número estructural SN para la sección estructural del pavimento, utilizando la fórmula de diseño, se requiere ahora determinar una sección multicapa que en conjunto provea de suficiente capacidad de soporte equivalente al número estructural de diseño original. Se utiliza la siguiente ecuación para obtener los espesores de cada capa, tanta capa de rodadura, capa base y capa subbase:

$$\text{SN} = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Dónde:

a_1 , a_2 y a_3 = Coeficientes de capa representativos de carpeta asfáltica, 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.

3.2.12. Coeficientes estructurales de las capas.

El coeficiente estructural de una capa representa la relación empírica entre el número estructural SN y el espesor de dicha capa, siendo una medida de la capacidad relativa del material para actuar como componente estructural de un dado pavimento.

El método AASHTO (guía de diseño de pavimentos AASHTO – 93) presenta las siguientes fórmulas para de obtener el valor del coeficiente estructural.

- Carpeta asfáltica.

$$a_1 = 0.4 \log\left(\frac{E_{CA}}{435}\right) + 0.44$$

$$0.2 \leq a_1 \leq 0.44$$

Donde:

E_{CA} = modulo de elasticidad del asfalto, en ksi.

- Base, granulares.

$$a_2 = 0.249 \log(E_B) - 0.977$$

$$0.06 \leq a_2 \leq 0.2$$

Donde:

E_B = Modulo resiliente de la base granular, en psi.

- Sub base, granulares.

$$a_3 = 0.227 \log(E_{SB}) - 0.839$$

$$0.06 \leq a_3 \leq 0.2$$

Donde:

E_{SB} = Modulo resiliente de la sub-base granular, en psi.

3.2.13. Capacidad del drenaje para remover la humedad

Tabla N° 35. Calidad de drenaje

Calidad del drenaje	Agua removida en:
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Malo	agua no drena

Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

Tabla N° 36. Valores recomendados para modificar los coeficientes estructurales de capa de bases y sub bases sin tratamiento, en pavimentos flexibles

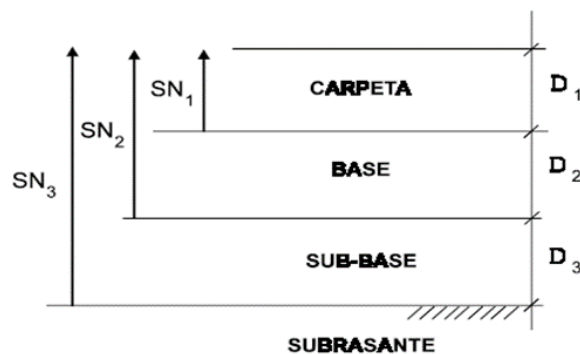
Calidad del drenaje	Porcentaje de tiempo al cual está expuesta la estructura del pavimento a niveles de humedad próximos a la saturación			
	Menor del 1%	1 - 5%	5 - 25%	Mayor del 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

3.2.14. Dimensión de espesores de las capas estructurales

El método AASHTO recomienda el empleo de la siguiente figura y ecuaciones:

Figura N° 9. Esquema de espesores, método AASHTO



Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

$$D * _1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN * _1 = a_1 D_1 \geq SN_1$$

$$D * _2 \geq \frac{SN_2 - SN * _1}{a_2 m_2}$$

$$SN * _1 + SN * _2 \geq SN_2$$

$$D * _3 \geq \frac{SN_3 - (SN * _1 + SN * _2)}{a_3 m_3}$$

Notas: 1). a, D, m y SN Corresponden a valores mínimos requeridos.

2). D* y SN* Representan los valores finales de diseño.

3.3. Diseño de drenaje

3.3.1. Velocidad del agua sobre la plataforma

La velocidad del agua sobre la plataforma de la carretera debe estar comprendida entre límites apropiados; ni muy baja que produzca obstrucciones por la sedimentación de materiales acarreados, y ni muy alta que produzca cualquier tipo de erosión.

En la siguiente tabla muestra valores de velocidades máximas admisibles de agua para varios tipos de superficie.

Tabla N° 37. Velocidades máximas admisibles de agua

Velocidades máximas admisibles de agua.	
Tipo de superficie	Velocidad máxima (m/s)
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)	0.2-0.6
Arena arcillosa dura, margas duras	0.6-0.9
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0.6-1.2
Arcilla, grava, pizarras blandas con cubierta	1.2-1.5
Hierba	1.2-1.8
Conglomerado, pizarras duras, rocas blandas	1.4-2.4
Mampostería, rocas duras	3-4.5*
Concreto	4.5-6*

*Indicados para flujos de muy corta duración.

Fuente: Drenaje de carreteras, Víctor Miguel Ponce

3.3.2. Cunetas

Las cunetas son zanjas longitudinales ubicadas a ambos lados de la carretera o, en su defecto, a un solo lado, revestidas o no revestidas, con el objeto de captar, conducir, y evacuar en forma adecuada los flujos de agua superficial.

Las cunetas se proyectan para todos los tramos ubicados al pie de los taludes de corte, y/o en los lugares donde se esperen flujos considerables de agua que puedan interferir con la transitabilidad de la carretera. La sección transversal puede ser triangular, trapezoidal, o rectangular; en la práctica, la cuneta triangular es la más usada. Los valores de diseño de talud interior se muestran en la tabla N° 29.

La profundidad óptima de una cuneta es aquella que pueda pasar el caudal de diseño Q estando la cuneta llena de agua. La velocidad media correspondiente al caudal de diseño debe ser menor o igual a la velocidad máxima admisible. de lo contrario, será necesario revestir la cuneta con mampostería o concreto. El revestimiento de concreto deberá tener una resistencia a la compresión $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ y un espesor de 7.5 cm.

3.3.2.1. Caudal de diseño de cunetas

En el caso típico de cuencas pequeñas, con áreas tributarias menores a 2.5 km², el caudal de diseño Q se determina utilizando el método racional. Para cuencas mayores, es recomendable el uso del método del hidrograma unitario.

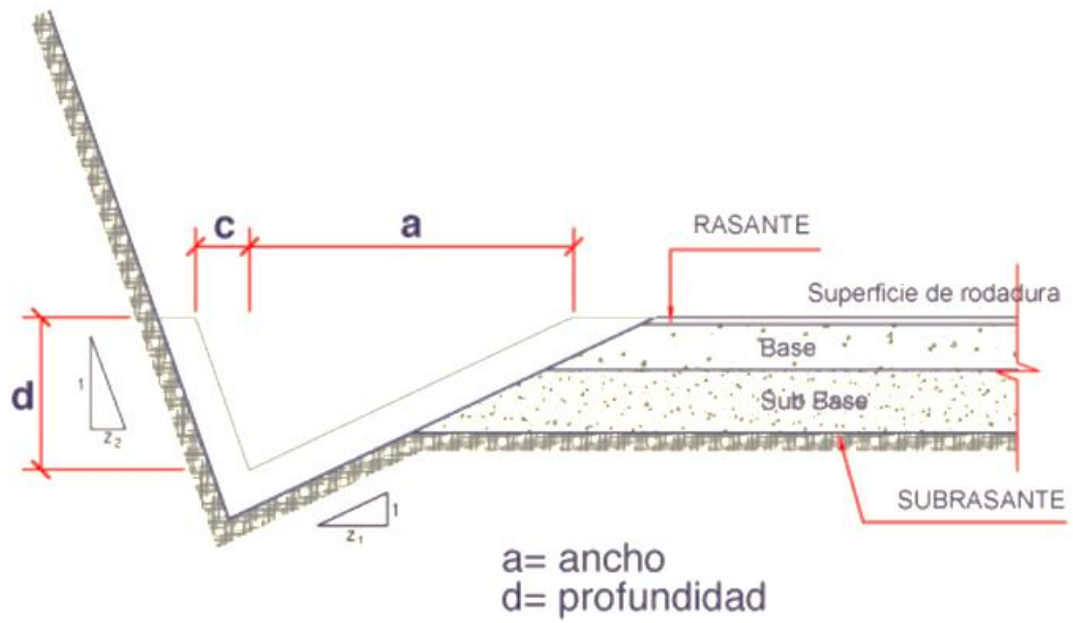
La descarga de agua de las cunetas se efectúa mediante alcantarillas de alivio. En regiones áridas, la longitud de las cunetas será de 250 m como máximo. En regiones húmedas, la longitud máxima de una cuneta debe ser 200 m. Deberá hacerse una evaluación exhaustiva del lugar de descarga de las cunetas, con el fin de evitar que el flujo local afecte negativamente las propiedades vecinas.

3.3.2.2. Dimensiones mínimas de cunetas de sección triangular

Estas dimensiones mínimas se muestran en la tabla N° 30. El mismo está en función al clima y precipitación media anual.

Al indicar dimensiones mínimas nos referimos a las dimensiones mostradas en la siguiente imagen.

Figura N° 10. Sección típica de una cuneta triangular



Fuente: Drenaje de carreteras, Víctor Miguel Ponce

3.3.3. Zanjas de coronación

Figura N° 11. Detalle típico de una zanja de coronación



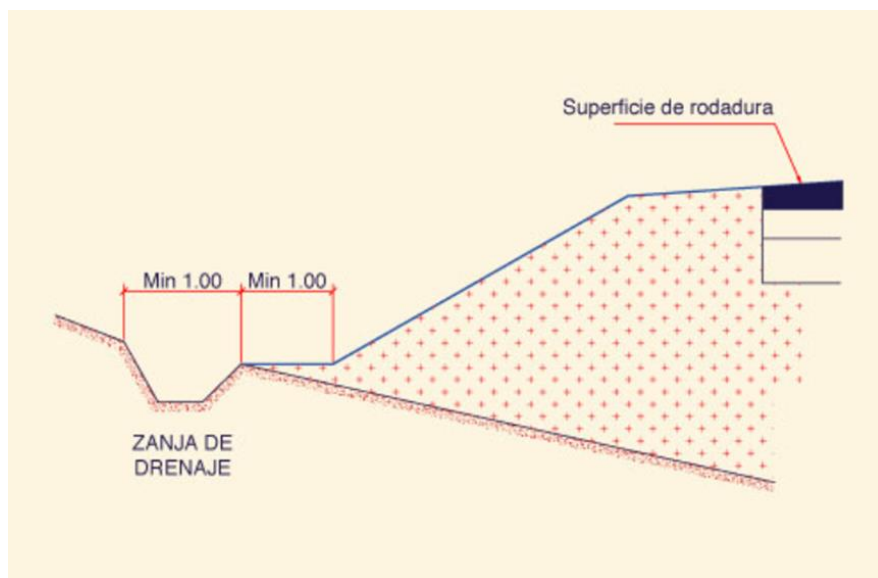
Fuente: Drenaje de carreteras, Víctor Miguel Ponce

Una zanja de coronación (o cuneta de coronación) se construye en la parte superior de un talud de corte, con el objeto de colectar las aguas que bajan por las pendientes naturales y conducir las hacia el área de descarga más próxima del sistema general de drenaje, evitando de este modo la erosión del terreno, particularmente en zonas con pendiente pronunciada como se muestra en la figura N° 11.

3.3.4. Zanjas de drenaje

Las zanjas de drenaje se construyen en la parte inferior de los taludes de relleno en forma longitudinal, lateral, o transversal al alineamiento de la carretera. Estas zanjas colectan las aguas que bajan por el talud y terrenos adyacentes, y las conducen hacia la quebrada o descarga más próxima del sistema general de drenaje, evitando de este modo la erosión del terreno.

Figura N° 12. Detalle típico de una zanja de drenaje



Fuente: Drenaje de carreteras, Víctor Miguel Ponce

3.3.5. Cunetas de banqueta

Las cunetas de banqueta se ubican al pie del talud inclinado de cada banqueta, las cuales consisten en la construcción de una o más terrazas sucesivas con el objetivo de estabilizar un talud.

Figura N° 13. Detalle típico de una serie de cunetas de banqueta

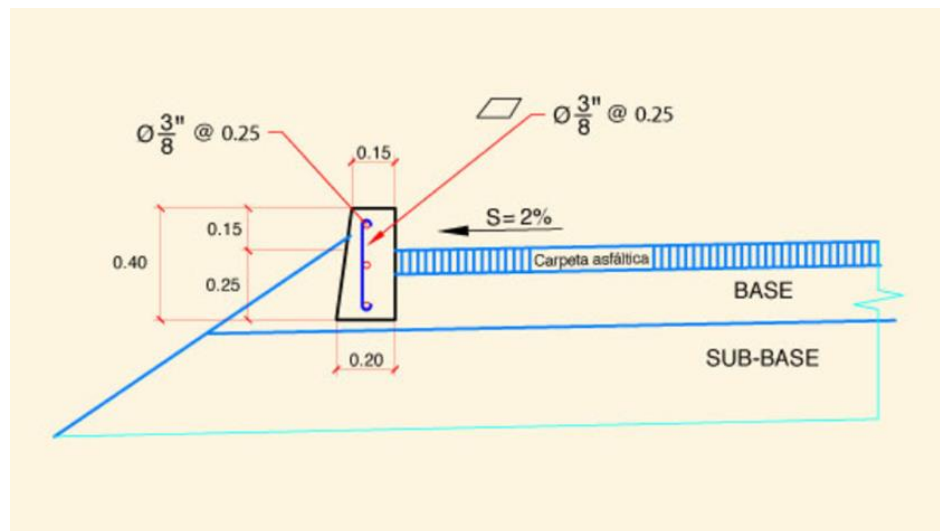


Fuente: Drenaje de carreteras, Víctor Miguel Ponce

3.3.6. Bordillos

Los bordillos son elementos que interceptan y conducen el agua que por efecto del bombeo escurre sobre la plataforma de la carretera. Los bordillos descargan el agua mediante aliviaderos ubicados en sitios adecuados, con el objetivo de evitar la erosión de los taludes de terraplenes que estén conformados por material erosionable.

Figura N° 14. Detalle típico de un bordillo de concreto armado.



Fuente: Drenaje de carreteras, Víctor Miguel Ponce

Los bordillos se construyen en los terraplenes mayores de 1.5 m de altura. Se emplazan en el lado exterior de la plataforma y generalmente tienen una sección trapezoidal con base inferior de 0.2 m, base superior de 0.15 m y altura de 0.40 m, sobresaliendo de la superficie de rodadura 0.15 m. Son usualmente de concreto, reforzados con varillas de construcción de 3/8" de diámetro, espaciados cada 0.20 m en forma de malla simple.

En los tramos en tangente, debe dejarse un espacio libre para la descarga del escurrimiento hacia aliviaderos ubicados a una distancia de 50 a 100 m.

3.3.7. Alcantarillas

Se define como alcantarilla a la estructura cuya luz sea menor a 6 m y su función es evacuar el flujo superficial proveniente de cursos naturales o artificiales que interceptan la carretera.

La densidad de alcantarillas en un proyecto vial influye directamente en los costos de construcción y de mantenimiento, por ello, es muy importante tener en cuenta la adecuada elección de su ubicación, alineamiento y pendiente, a fin de garantizar el paso libre del flujo que intercepta la carretera, sin que afecte su estabilidad.

En carreteras de alto volumen de tránsito y por necesidad de limpieza y mantenimiento de las alcantarillas, se adoptará una sección mínima circular de 0.9 m (36") de diámetro o su equivalente de otra sección, salvo en cruces de canales de riego donde se adoptarán secciones de acuerdo a cada diseño particular.

En el caso del proceso constructivo de tuberías para alcantarillas múltiples, se recomienda que la separación de los tubos, medida entre las superficies externas, deberá ser tal que facilite la compactación del material de relleno igual a la mitad del diámetro de la tubería con un máximo de 1 m y 0.4 m como mínimo.

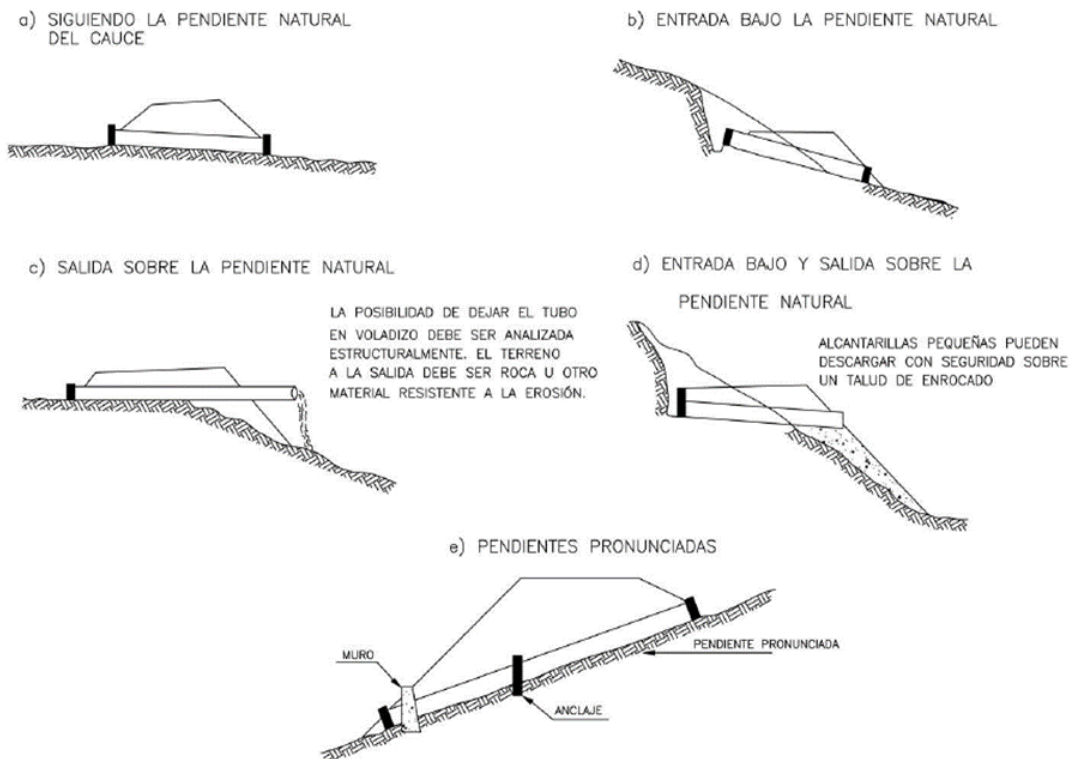
Se debe tener en cuenta la velocidad, parámetro que es necesario verificar de tal manera que se encuentre dentro de un rango, cuyos límites se describen a continuación.

Tabla N° 38. Velocidades máximas admisibles para alcantarillas

Velocidades máximas admisibles	
Tipo de revestimiento	Velocidad (m/s)
Concreto	3.0-6.0
Ladrillo con concreto	2.5-3.5
Mampostería de piedra y concreto	2

Fuente: Hcanales, Máximo Billón

Figura N° 15. Ubicación típica de alcantarillas respecto a la pendiente del cauce



Fuente: Manual de la ABC “hidrología y drenaje”

Se deberá verificar que la velocidad mínima del flujo dentro del conducto no produzca sedimentación que pueda incidir en una reducción de su capacidad hidráulica, recomendándose que la velocidad mínima sea igual a 0.25 m/s.

Asimismo, se debe tener muy en cuenta la velocidad de flujo a la salida de la alcantarilla, generalmente esta velocidad es mayor que la velocidad de escurrimiento

en el cauce natural y debe limitarse a fin de evitar procesos de socavación del cauce aguas abajo de la estructura y no afecte su estabilidad.

El borde libre en alcantarillas es un parámetro muy importante a tomar en cuenta durante su diseño hidráulico, por ello, las alcantarillas no deben ser diseñadas para trabajar a sección llena, ya que esto incrementa su riesgo de obstrucción, afectando su capacidad hidráulica. Se recomienda que el diseño hidráulico considere como mínimo el 25% de la altura, diámetro o flecha de la estructura.

3.3.8. Diseño hidráulico de los elementos de drenaje

El cálculo hidráulico considerado para establecer las dimensiones mínimas de la sección para las alcantarillas, cunetas y otros elementos a proyectarse, es lo establecido por la fórmula de Robert Manning para canales abiertos y tuberías, por ser el procedimiento más utilizado y de fácil aplicación, la cual permite obtener la velocidad del flujo y caudal para una condición de régimen uniforme mediante la siguiente relación.

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$Q = VA$$

Donde:

Q = Caudal, en m³/s.

V = Velocidad del flujo, en m/s.

A = Área de la sección hidráulica, en m².

P = Perímetro mojado, en m.

R = Radio hidráulico, en m.

S = Pendiente de fondo, en m/m.

n = Coeficiente de Manning.

3.4. Precios unitarios y presupuesto

El análisis de precio unitario es el costo de una actividad por unidad de medida escogida. Usualmente se compone de una valoración de los materiales, la mano de obra, equipos y herramientas.

Para determinar un precio unitario es primeramente necesaria la definición clara de los ítems de que estará compuesta una obra de acuerdo con el diseño final aprobado que normalmente debe cumplir los requisitos demandados por la sociedad y estar diseñados de acuerdo con las normas en vigencia para cada tipo de estructura.

Inicialmente se debe leer en detalle las especificaciones de cada ítem, así como los planos de diseño, para determinar si cada ítem se encuentra enmarcado en los requerimientos y determinar que materiales serán necesarios para su ejecución, así como qué equipo y mano de obra requiero para que se ejecute.

Para el cálculo del precio unitario es necesario considerar que existen dos tipos de costos en su estructura que se pueden mostrar en el cuadro y que son los:

- Costos directos.
- Costos indirectos.

Los costos directos corresponden a:

- Materiales.
- Equipo y herramienta.
- Mano de obra.

Los costos indirectos corresponden a:

- Gastos generales.
- Utilidad.
- Impuestos.

CAPITULO IV

PROPUESTA DE DISEÑO

4.1. Propuestas de diseño geométrico

4.1.1. Parámetros de diseño

En resumen, los parámetros de diseño geométrico son como se muestra en el siguiente cuadro:

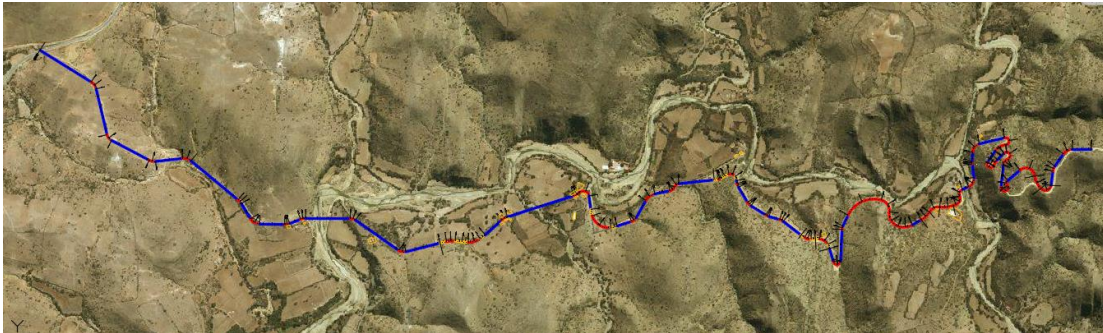
Cuadro N° 13. Resumen de parámetros de diseño

Parámetros de diseño geométrico		
Planta y vertical	Topografía	Montañoso
	Categoría de la Vía	Camino
	Clasificación funcional	Desarrollo
	Trafico promedio diario “TPD” proyectado	41 (año 2026)
	Velocidad de proyecto	30 km/hr
	Radio mínimo (curvas horizontales)	25 m
	Radio mínimo (curvas de retorno)	9.75 m
	Peralte máximo	7%
	Parámetro “A” (espirales)	$R/3 \leq A \leq R$
	Longitud de recta mínima en curvas consecutivas tipo “S”	42 m
	Longitud de recta mínima en curvas consecutivas del mismo sentido	25 m
	Coefficiente de fricción transversal	0.215
	Proporción del peralte a desarrollarse en recta	0.7 de la transición de peralte
	sobreancho $(L_o/2/R) + 0.15$ --- $L_o = 9.5$ ---- $30 \leq R \leq 450$ (bus corriente 12 m)	int 0.55 S ---- ext. 0.45 S
	Distancia mínima de frenado	25 m
	Longitud de arco mínima en curvas circulares horizontales para 9 grados	7 m corresponde a $V = 40$ km/hr
	Longitud de arco mínima en curvas circulares horizontales para 20 grados	16 m corresponde a $V = 40$ km/hr
Pendiente longitudinal Máxima	12%	
Longitud mínima curvas verticales	18 m	
Transversal	Ancho de Carril	2.5 m
	Ancho de bermas externas	0.5 m
	Bombeo de los carriles	2.5%
	Bombeo de las bermas	2.5%

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Diseño planimétrico

Imagen N° 8. Alineamiento horizontal



Fuente: Elaboración propia

El diseño planimétrico se logra establecer con la ayuda del AutoCAD Civil 3D, tomando en cuenta los parámetros de diseño mostrados en el cuadro N° 13. Resultado del mismo es después de realizar ajustes correspondientes tanto en el diseño en planta y diseño vertical, con miras de reducir a lo máximo volúmenes en la etapa de movimiento de tierras. El diseño en planta y diseño vertical están relacionados entre sí ya que solo al mover la rasante o el eje horizontal en pequeñas dimensiones es posible fijar su posición de los mismos desde el punto de vista más óptimo que así lo consideremos.

4.1.2.1. Elementos del alineamiento horizontal

Los elementos del alineamiento horizontal se muestran en el siguiente cuadro, siendo resultados de considerar todos los criterios de diseño geométrico. El manejo del programa de AutoCAD Civil 3D es muy importante ya que por medio de esta herramienta ha sido posible realizar el alineamiento horizontal y de esta manera conocer las magnitudes de los elementos que componen. Esta herramienta nos permite programar algunos parámetros mencionados en el capítulo 3 y resumidos en el cuadro N° 13.

Cuadro N° 14. Elementos del alineamiento horizontal

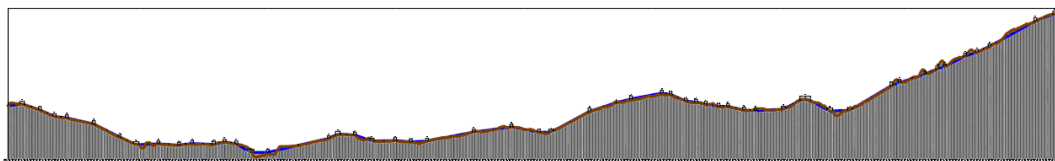
Elementos de alineamiento horizontal										
Número	Radio (m)	Delta (m)	Tangente (m)	Longitud (m)	Externa (m)	PC/TS/CS	PT/SC/ST	PI	Norte (m)	Este (m)
L1				274.48						
C1	50.0	44.81	20.62	39.11	4.08	0+274.483	0+313.589	0+295.098	7623962.5	343931.3
L2				214.48						
C2	40.0	48.94	18.21	34.17	3.95	0+528.064	0+562.234	0+546.270	7623716.0	343989.8
L3				193.94						
C3	50.0	34.00	15.29	29.67	2.28	0+756.177	0+785.844	0+771.462	7623610.3	344191.2
L4				124.56						
C4	50.0	45.91	21.18	40.06	4.30	0+910.406	0+950.469	0+931.583	7623628.0	344351.3
L5				277.81						
C5	70.0	19.09	11.77	23.32	0.98	1+228.282	1+251.603	1+240.051	7623429.9	344590.7
L6				80.64						
C6	50.0	57.57	27.47	50.24	7.05	1+332.246	1+382.485	1+359.717	7623327.5	344653.0
L7				113.13						
C7	60.0	22.69	12.04	23.76	1.20	1+495.615	1+519.374	1+507.652	7623324.5	344805.6
L8				53.34						
C8	60.0	21.70	11.50	22.72	1.09	1+572.713	1+595.432	1+584.210	7623352.8	344877.1
L9				204.46						
C9	40.0	34.93	12.59	24.39	1.93	1+799.893	1+824.282	1+812.480	7623352.3	345105.6
L10				240.53						
C10	40.0	49.45	18.42	34.52	4.04	2+064.811	2+099.336	2+083.231	7623196.3	345327.9
L11				160.10						
S1				30.00		2+259.432	2+289.432			
C11	180.0	12.75	20.11	40.06	1.12	2+289.432	2+329.487	2+309.543	7623299.5	345730.2
S2				30.00		2+329.487	2+359.487			
S3				30.00		2+359.487	2+389.487			
C12	100.0	32.10	28.77	56.02	4.06	2+389.487	2+445.506	2+418.253	7623299.5	345730.2
S4				30.00		2+445.506	2+475.506			
L12				101.63						
C13	70.0	23.67	14.67	28.92	1.52	2+577.140	2+606.055	2+591.806	7623355.0	345793.3
L13				317.08						
C14	80.0	22.72	16.07	31.72	1.60	2+923.137	2+954.860	2+939.210	7623460.8	346124.6
C15	25.0	122.46	45.53	53.43	26.94	2+954.860	3+008.293	3+000.390	7623500.8	346171.5
L14				62.51						
S5				30.00		3+070.801	3+100.801			
C16	80.0	78.29	65.11	109.31	23.15	3+100.801	3+210.107	3+165.913	7623284.4	346201.8
S6				30.00		3+210.107	3+240.107			
L15				67.27						
C17	40.0	42.95	15.74	29.98	2.98	3+307.377	3+337.360	3+323.112	7623343.3	346386.1
L16				89.28						
C18	60.0	49.04	27.37	51.35	5.95	3+426.642	3+477.996	3+454.010	7623458.8	346450.9
L17				69.95						
C19	30.0	54.58	15.48	28.58	3.76	3+547.945	3+576.522	3+563.422	7623481.5	346561.4
C20	25.0	59.91	14.41	26.14	3.85	3+576.522	3+602.662	3+590.929	7623508.9	346573.4
L18				161.32						
C21	70.0	10.46	6.41	12.78	0.29	3+783.986	3+796.763	3+790.392	7623539.0	346845.8
S7				20.00		3+783.986	3+783.986			
S8				20.00		3+796.763	3+816.763			
S9				20.00		3+816.763	3+836.763			
C22	26.6	67.61	17.81	31.39	5.41	3+836.763	3+868.152	3+854.574	7623539.0	346845.8
S10				20.00		3+868.152	3+888.152			
L19				12.89						
C23	60.0	18.46	9.75	19.33	0.79	3+901.040	3+920.370	3+910.789	7623502.5	346853.9
L20				78.92						
C24	50.0	27.22	12.11	23.75	1.45	3+999.290	4+023.044	4+011.395	7623416.0	346905.7
L21				78.67						
C25	60.0	15.34	8.08	16.07	0.54	4+101.714	4+117.779	4+109.794	7623363.8	346989.6

Elementos de alineamiento horizontal										
Número	Radio (m)	Delta (m)	Tangente (m)	Longitud (m)	Externa (m)	PC/TS/CS	PT/SC/ST	PI	Norte (m)	Este (m)
L22				50.76						
C26	50.0	21.05	9.29	18.37	0.86	4+168.535	4+186.906	4+177.826	7623344.5	347055.0
L23				101.76						
S11				20.00		4+288.664	4+308.664			
C27	66.2	26.33	15.48	30.42	1.79	4+308.664	4+339.083	4+324.147	7623165.3	347287.8
S12				20.00		4+339.083	4+359.083			
S13				20.00		4+359.083	4+379.083			
C28	48.0	55.35	25.17	46.37	6.20	4+379.083	4+425.451	4+404.256	7623165.3	347287.8
S14				20.00		4+425.451	4+445.451			
L24				64.75						
C29	16.0	160.55	93.37	44.83	78.73	4+510.205	4+555.039	4+603.570	7623064.4	347318.4
L25				145.06						
C30	40.0	23.49	8.32	16.40	0.86	4+700.099	4+716.496	4+708.414	7623310.8	347329.6
L26				55.37						
C31	130.0	78.98	107.12	179.20	38.45	4+771.860	4+951.059	4+878.985	7623464.2	347404.7
C32	50.0	82.15	43.58	71.69	16.33	4+951.059	5+022.747	4+994.637	7623425.0	347550.2
C33	60.0	78.13	48.70	81.82	17.28	5+022.747	5+104.568	5+071.450	7623333.5	347538.6
C34	80.0	49.16	36.60	68.65	7.97	5+104.568	5+173.214	5+141.165	7623305.6	347619.3
L27				44.94						
C35	110.0	27.23	26.65	52.28	3.18	5+218.154	5+270.438	5+244.799	7623359.8	347712.9
C36	50.0	62.97	30.62	54.95	8.63	5+270.438	5+325.387	5+301.058	7623408.0	347743.8
C37	155.0	27.76	38.30	75.10	4.66	5+325.387	5+400.485	5+363.688	7623401.2	347812.4
C38	30.0	87.77	28.85	45.96	11.62	5+400.485	5+446.440	5+429.339	7623426.5	347874.6
C39	25.0	86.43	23.49	37.71	9.30	5+446.440	5+484.150	5+469.927	7623475.7	347856.8
L28				29.77						
C40	40.0	74.16	30.23	51.77	10.14	5+513.920	5+565.694	5+544.150	7623508.9	347933.4
L29				62.77						
C41	60.0	11.47	6.03	12.01	0.30	5+628.466	5+640.480	5+634.493	7623607.1	347920.3
L30				42.87						
C42	40.0	72.59	29.38	50.68	9.63	5+683.352	5+734.029	5+712.729	7623685.2	347925.6
L31				118.48						
C43	16.0	186.74	271.66	52.15	288.14	5+852.506	5+904.654	5+580.842	7623656.2	347805.2
C44	70.0	49.13	32.00	60.02	6.97	5+904.654	5+964.678	5+936.651	7623684.6	348043.2
C45	16.0	193.83	131.93	54.13	148.90	6+024.032	6+078.160	5+892.101	7623718.2	348065.9
L32				59.35						
C46	70.0	24.74	15.35	30.22	1.66	6+078.160	6+108.379	6+093.508	7623608.8	348025.6
L33				43.03						
C47	16.0	202.10	81.92	56.44	99.47	6+151.411	6+207.849	6+069.494	7623592.1	348009.0
C48	35.0	61.46	20.81	37.54	5.72	6+207.849	6+245.391	6+228.654	7623615.9	348065.3
L34				101.42						
C49	16.0	224.14	39.47	62.59	58.59	6+346.808	6+409.398	6+307.342	7623533.6	348057.2
C50	16.0	87.95	15.44	24.56	6.23	6+409.398	6+433.959	6+424.837	7623514.8	348072.1
L35				73.53						
C51	41.0	124.06	77.21	88.78	46.42	6+507.486	6+596.263	6+584.697	7623622.8	348198.4
C52	100.0	37.27	33.72	65.04	5.53	6+596.263	6+661.302	6+629.980	7623512.6	348210.9
C53	27.0	128.59	56.09	60.60	35.25	6+661.302	6+721.897	6+717.387	7623447.8	348273.0
L36				65.68						
C54	50.0	27.70	12.33	24.17	1.50	6+787.572	6+811.741	6+799.897	7623580.7	348290.9
L37				67.45						
C55	50.0	54.42	25.71	47.49	6.22	6+879.188	6+926.676	6+904.894	7623666.7	348351.9
L38				85.87						

Fuente: Elaboración propia

4.1.3. Diseño altimétrico

Imagen N° 9. Alineamiento vertical



Fuente: Elaboración propia

En el diseño altimétrico, se busca trazar una rasante, con el criterio de que al ser un terreno tipo montañoso se logre obtener secciones del tipo media ladera y tipo cajón. Por otro lado, siempre considerando los parámetros de diseño descritos en el capítulo 3 y resumidos en el cuadro N° 13. Lo mencionado se puede apreciar en la imagen N° 9.

En el diseño altimétrico, llegamos a las pendientes longitudinales máximas, en el último tramo.

Cuadro N° 15. Elementos del alineamiento vertical

Estación PVI	Elevación PVI (m)	Pendiente (%)	Curva	Curva tipo	Long. Curva (m)
0+000.00	2221.915				
0+093.00	2224.428	2.70	Convexa	Parábola simétrica	30
0+211.00	2216.322	-6.87	Convexa	Parábola simétrica	18
0+308.00	2207.78	-8.81	Cóncava	Parábola simétrica	22
0+390.00	2205.824	-2.39	Convexa	Parábola simétrica	18
0+569.00	2197.768	-4.50	Convexa	Parábola simétrica	18
0+740.00	2180.478	-10.11	Cóncava	Parábola simétrica	18
0+850.00	2170.286	-9.27	Cóncava	Parábola simétrica	36
0+997.00	2171.477	0.81	Convexa	Parábola simétrica	18
1+135.00	2169.700	-1.29	Cóncava	Parábola simétrica	18
1+220.00	2172.000	2.71	Convexa	Parábola simétrica	18
1+365.00	2170.700	-0.90	Cóncava	Parábola simétrica	21
1+437.00	2174.040	4.64	Convexa	Parábola simétrica	18
1+515.00	2171.269	-3.55	Convexa	Parábola simétrica	18
1+609.00	2160.095	-11.89	Cóncava	Parábola simétrica	44
1+723.00	2160.122	0.02	Cóncava	Parábola simétrica	18
2+129.00	2178.813	4.60	Cóncava	Parábola simétrica	18

Estación PVI	Elevación PVI (m)	Pendiente (%)	Curva	Curva tipo	Long. Curva (m)
2+188.00	2184.417	9.50	Convexa	Parábola simétrica	30
2+302.00	2183.121	-1.14	Convexa	Parábola simétrica	18
2+415.00	2175.139	-7.06	Cóncava	Parábola simétrica	27
2+569.00	2175.815	0.44	Convexa	Parábola simétrica	18
2+672.00	2174.176	-1.59	Cóncava	Parábola simétrica	18
2+780.00	2175.157	0.91	Cóncava	Parábola simétrica	18
3+091.00	2187.135	3.85	Convexa	Parábola simétrica	18
3+341.00	2193.893	2.70	Convexa	Parábola simétrica	18
3+522.00	2186.847	-3.89	Cóncava	Parábola simétrica	18
3+604.00	2186.978	0.16	Cóncava	Parábola simétrica	32
3+858.00	2214.420	10.80	Convexa	Parábola simétrica	18
4+035.00	2226.000	6.54	Convexa	Parábola simétrica	18
4+135.00	2231.000	5.00	Convexa	Parábola simétrica	18
4+338.00	2238.742	3.81	Convexa	Parábola simétrica	18
4+397.00	2236.824	-3.25	Convexa	Parábola simétrica	18
4+498.00	2228.269	-8.47	Cóncava	Parábola simétrica	20
4+566.00	2226.654	-2.38	Convexa	Parábola simétrica	18
4+630.00	2224.000	-4.15	Cóncava	Parábola simétrica	18
4+715.00	2221.217	-3.27	Cóncava	Parábola simétrica	18
4+778.00	2220.932	-0.45	Convexa	Parábola simétrica	18
4+885.00	2216.195	-4.43	Cóncava	Parábola simétrica	18
4+962.00	2215.339	-1.11	Cóncava	Parábola simétrica	18
5+147.00	2217.442	1.14	Cóncava	Parábola simétrica	28
5+290.00	2232.674	10.65	Convexa	Parábola simétrica	70
5+453.00	2214.905	-10.90	Cóncava	Parábola simétrica	38
5+588.00	2215.960	0.78	Cóncava	Parábola simétrica	36
5+863.00	2248.827	11.95	Convexa	Parábola simétrica	18
5+917.00	2252.592	6.97	Convexa	Parábola simétrica	18
6+084.00	2263.834	6.73	Cóncava	Parábola simétrica	18
6+166.00	2270.779	8.47	Convexa	Parábola simétrica	18
6+216.00	2273.962	6.37	Cóncava	Parábola simétrica	18
6+351.00	2287.600	10.10	Convexa	Parábola simétrica	18
6+430.00	2293.109	6.97	Cóncava	Parábola simétrica	18
6+513.00	2300.697	9.14	Cóncava	Parábola simétrica	18
6+818.00	2334.268	11.01	Convexa	Parábola simétrica	18
6+943.00	2343.814	7.64	Convexa	Parábola simétrica	18
7+012.55	2343.955	0.20			

Fuente: Elaboración propia

4.1.4. Diseño de sección transversal

Dentro el diseño de sección transversal, se considera los parámetros de diseño, como ser: el bombeo de -2.5%, el ancho de carril para un camino en desarrollo es de 2.5 metros y una berma de 0.5 metros, conformando una calzada de 6 metros de ancho.

Para garantizar el drenaje longitudinal es necesario de las cunetas, por esto se toma decisiones que se pondrá secciones triangulares de concreto de espesor de 10 cm, con talud a lado de la calzada por condiciones de seguridad al tráfico con relación de 2H:1V, la profundidad de esta cuneta será de 0.4 m, el talud exterior de la cuneta será el mismo que el talud de corte.

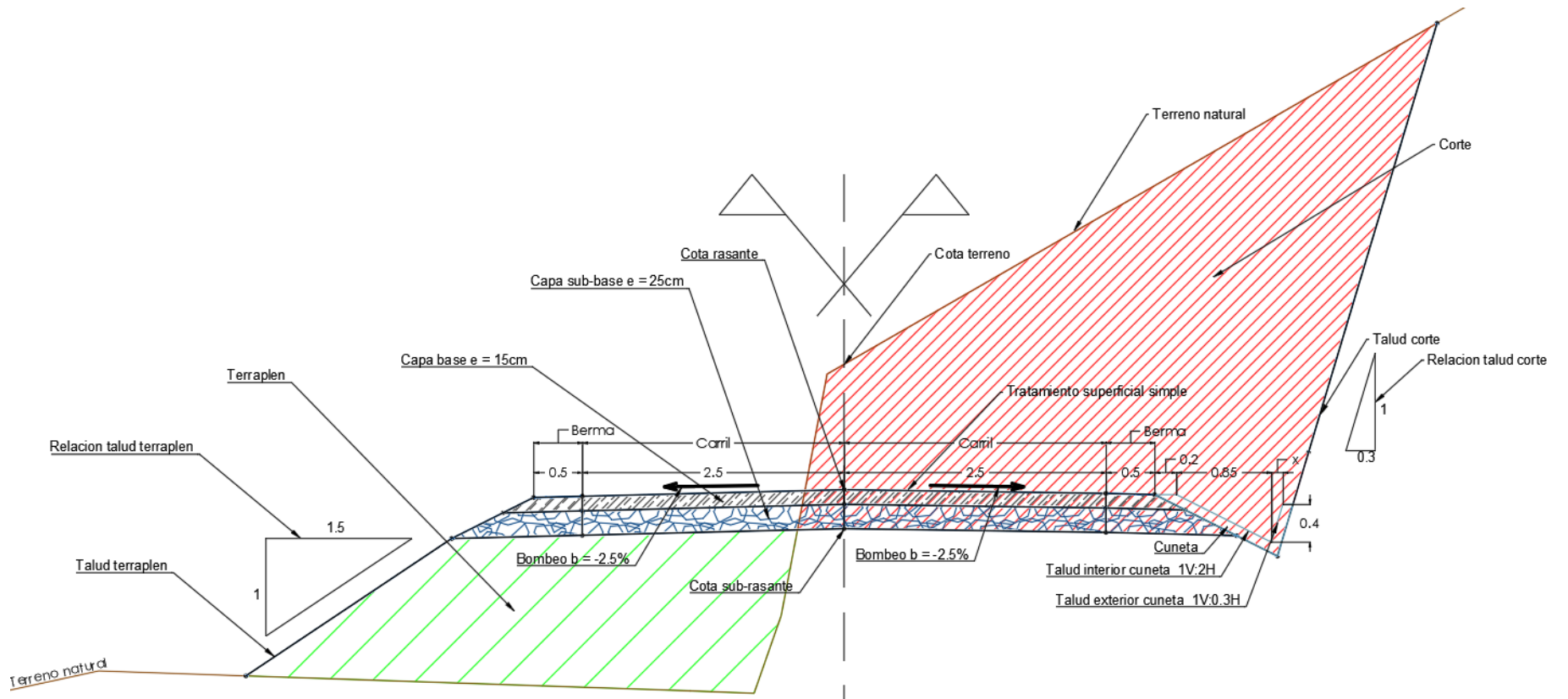
La sección transversal está conformada por: cunetas, terraplenes, cortes y las capas estructurales que son capa base y sub base. En la siguiente cuadro e imagen mostramos las dimensiones de las secciones transversales y su sección representativa.

Cuadro N° 16. Dimensiones de sección transversal

Descripción	Parámetro
Ancho de carril	2.50 m
Ancho de berma	0.50 m
Ancho de calzada	5.00 m
Ancho de plataforma (corona)	6.00 m
Espesor de capa base	0.15 m
Espesor de capa sub base	0.25 m
Pendiente transversal	2.50%
Talud de relleno	1V: 1.5H
Talud de corte	1V: 0.3H
Talud interior de cuneta (Z1)	1V:2H
Talud exterior de cuneta (Z2)	1V:0.3H
Espesor de hormigón de cunetas	0.10 m
Ancho a (parámetro de cuneta)	0.85 m
Profundidad d (parámetro de cuneta)	0.40 m

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 16. Sección transversal



Fuente: Elaboración propia

4.1.5. Movimiento de tierras

Se entiende por movimiento de tierras al conjunto de actuaciones a realizarse en un terreno para la ejecución de una obra. Dicho conjunto de movimiento se desarrolla de forma mecánica y para lograr esto se desarrollará en base al diagrama curva masa, donde se define los volúmenes de corte a mover para terraplenes, y volúmenes de descarte. Por otro, es necesario mencionar que la distancia de libre acarreo DLA se consideró de 300 m.

4.1.5.1. Diagrama curva masa

Los volúmenes se muestran en anexos (movimiento de tierras). Son determinados con la ayuda del AutoCAD Civil 3D y a partir del mismo es posible determinar el diagrama curva masa como se muestra en la imagen.

Al realizar movimientos de tierras resulta que el suelo natural tiende a expandirse y en terraplenes tiende a comprimirse, por tal razón al volumen de terraplén es afectado por el factor de 1.1.

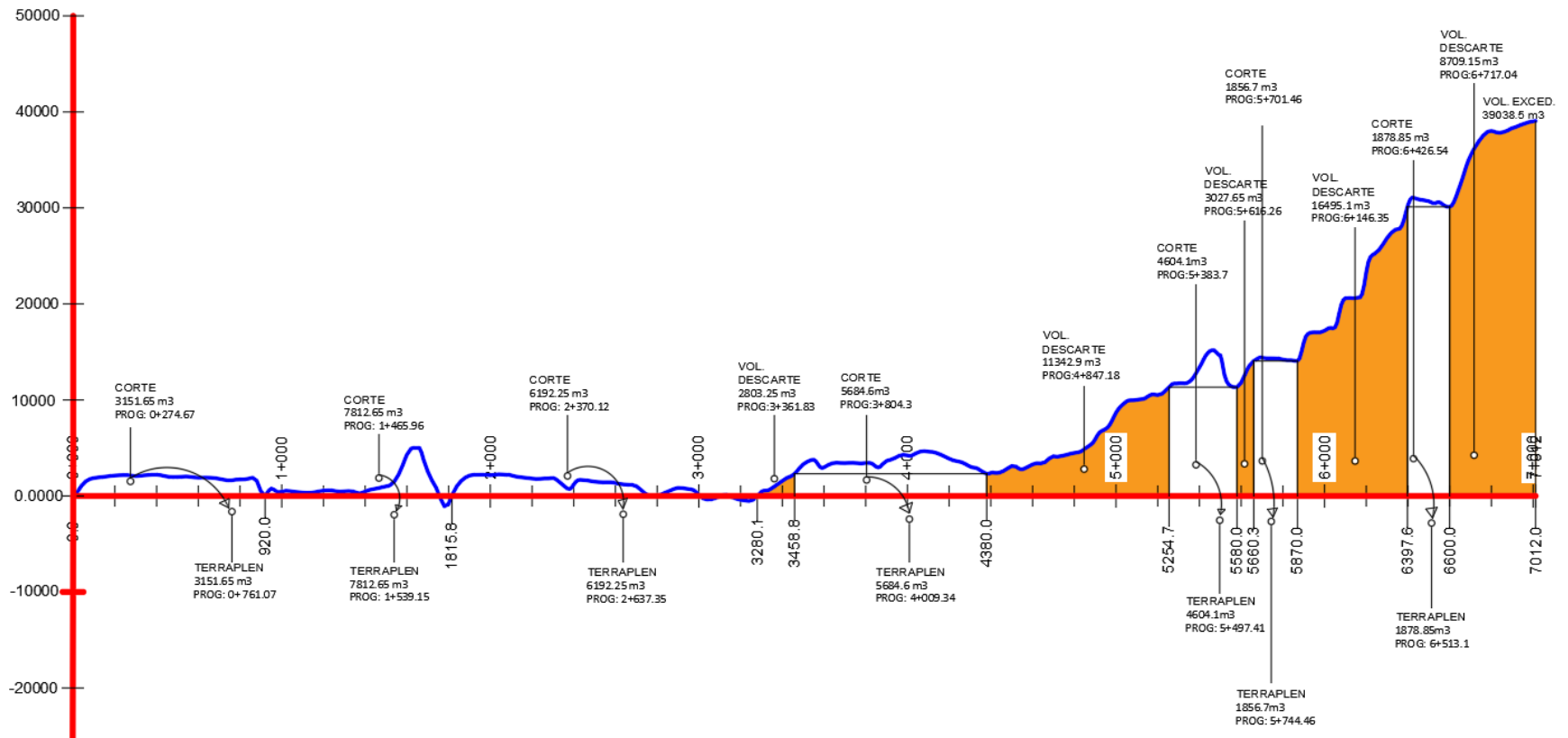
La cantidad de tierra a mover es como se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 17. Cantidad de tierra a mover

Actividad	Unidad	Cantidad
Excavación no clasificada distancia \leq 300 m	(m ³)	73558.85
Conformación de terraplén con material de corte	(m ³)	31180.80
Sobre acarreo para D > 300 m	(m ³ -km)	21189.03

Fuente: Elaboración propia

Imagen N° 10. Diagrama curva masa, Carlazo Centro- Carlazo Este



Fuente: Elaboración propia

4.2. Propuesta de diseño estructural

4.2.1. Cálculo del número de ESALS

Con la guía AASHTO-93 nos centramos en determinar el ESALS que será utilizada para definir los espesores del paquete estructural.

Con la información de estudio de tráfico (cuadro N° 5), se logra determinar el número de ESALS.

Los pesos por eje, se obtienen de una base de información ya realizada por el ministerio de transporte y ley # 441 (control de pesos) para cada tipo de vehículo.

Cuadro N° 18. Peso por eje, por tipo de vehículo

Tipo de vehículo	Peso por eje (Tn)	
	Eje delantero	Eje trasero
Automóvil, vagoneta	1.36	1.33
Camioneta	1.82	1.82
Camión mediano	7.00	11.00
Camión grande 2 ejes	7.00	18.00

Fuente: Ministerio de transporte, ley # 441

Los ESALS para el periodo de diseño, representa el número acumulado desde el momento en que la vía es abierta al tráfico, hasta el momento en que la serviciabilidad se reduce a un valor terminal.

Para el diseño de estructuras de pavimentos, es necesario estimar el número acumulado de cargas por ejes equivalentes de 80 KN (ESALS) para el de diseño.

El número total de ejes equivalentes para cada tipo de vehículo se calcula con la siguiente ecuación.

$$W_{18} = \sum_{i=2026}^{i=2036} (365 * TPD * D) * FC$$

Donde:

W18 = Número de ejes Equivalentes del vehículo.

TPD = Tráfico promedio diario de diseño correspondiente al año i.

D = Factor de distribución en dirección (0.5).

FC = Factor camión equivalente del vehículo.

Factor camión equivalente (FC)

Para el cálculo del factor camión de carga equivalente se tomó como referencia la guía AASHTO-93, donde sugiere para carreteras de bajo volumen tomar el valor del número estructural SN= 2 pulgadas y una serviciabilidad terminal pt= 2. Por otro lado, los factores están tabuladas en la misma guía, en función a la carga por eje. También nos da fórmulas para programar en Excel y poder determinar estos factores para cada vehículo tipo. Es por esto que a partir de los pesos por eje y haciendo uso del Excel se podrá encontrar el factor de carga equivalente FCE que corresponde a cada tipo de vehículo y con esto conseguir el factor camión FC. Este procedimiento se desarrolló con la ayuda de Excel y logrando conseguir el FC.

Cuadro N° 19. Factor camión, pavimento flexible

Tipo de vehículo	FC
Automóvil, vagoneta	0.001709
Camioneta	0.004948
Camión mediano	4.333230
Camión grande 2E	2.624036

Fuente: Elaboración propia

Haciendo uso de la ecuación para el cálculo del número de ESALS se tiene el siguiente:

Cuadro N° 20. ESALS para pavimento flexible, para periodo de diseño, N= 10 años

ESALS para pavimento flexible, para periodo de diseño N= 10 años						
Año	Tipo de vehículo				Total	Total, acumulado
	Automóvil	Camioneta	Camión	Camión		
2026	7	7	3163	2394	5572	5572
2027	8	8	3163	2873	6053	11625
2028	9	9	3163	2873	6055	17680
2029	10	10	3954	3352	7326	25006
2030	11	11	3954	3352	7328	32334
2031	12	12	4745	3831	8600	40934
2032	13	13	4745	4310	9081	50014
2033	14	14	5536	4789	10353	60368
2034	16	15	5536	4789	10356	70723
2035	17	17	6327	5268	11629	82352
2036	19	18	6327	5747	12110	94462
Total: ESALS	136	135	50612	43579	94462	

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Diseño de pavimento flexible por el método AASHTO-93

El modelo básico del método AASHTO, se resume en la siguiente ecuación:

$$\log W_{18} = Z_R \cdot S_o + 9.36 \cdot \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \log M_R - 8.07$$

Los parámetros y valores necesarios para resolver la ecuación se describen en a continuación.

Para un periodo de diseño de 10 años.

Numero de ejes equivalentes	$W_{18} =$	94462
Serviciabilidad inicial.	$P_o =$	4.2
Serviciabilidad final.	$P_t =$	2.0
Diferencia serviciabilidad.	$\Delta psi =$	2.2
Nivel de confianza.	$R =$	70.0%
Desviación normal.	$Z_R =$	-0.524
Desviación estándar.	$S_o =$	0.49
Módulo resiliente de la subrasante.	$M_R =$	13800 psi
Numero estructural	$SN =$	1.62 pulg
	$SN =$	4.12 cm

4.2.3. Determinación de espesores de las capas del paquete estructural

El número estructural de soporte deberá tener un valor mayor o igual al requerido. La fórmula para determinar es el siguiente:

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

Donde:

$a_1 = 0.440$ Coeficiente estructural carpeta asfáltica.

$a_2 = 0.130$ Coeficiente estructural capa base.

$a_3 = 0.100$ Coeficiente estructural capa sub base.

$m_2 = 1.03$ Coeficiente drenaje capa base.

$m_3 = 0.93$ Coeficiente drenaje capa sub base.

$D_1 =$ Espesor de la carpeta asfáltica.

$D_2 =$ Espesor de la capa base.

$D_3 =$ Espesor de la capa sub base.

Tratamiento superficial simple

Los tratamientos superficiales, en su variante más sencilla (tratamiento superficial simple) se definen como una aplicación uniforme de un ligante asfáltico, usualmente emulsión asfáltica, cubierta por una capa uniforme de agregados de igual tamaño. Esta aplicación puede llevarse a cabo sobre pavimentos flexibles o sobre bases granulares.

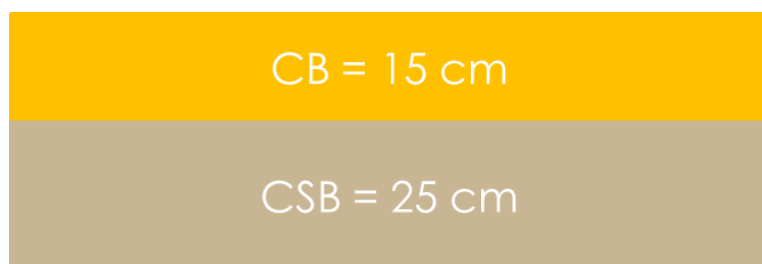
En nuestro caso consiste en aplicar el tratamiento superficial sobre la capa base. Por tanto, los espesores de capa base y sub-base con número estructural de soporte mayor al requerido son:

Cuadro N° 21. Espesores de capas de tratamiento superficial simple

Periodo de diseño	Capa	Carlazo Centro- Carlazo Este
2026 – 2036 (n=10 años)	Base triturada	15 cm
	Sub base granular	25 cm

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 17. Espesores de capas de tratamiento superficial simple



Fuente: Elaboración propia

Los espesores de 15 cm de capa base y 25 cm de sub-base. Tienen un número estructural $SN = 4.33$ cm, mayor que el requerido que es de 4.12 cm. Por esta razón se concluye que el paquete estructural sería la alternativa de lograr cumplir su vida útil a más de 10 años.

4.3. Diseño hidráulico

4.3.1. Diseño hidráulico de puentes

Los puentes se han decidido colocar según muestra el siguiente cuadro; los valores de caudales que se decidió tomar para el diseño hidráulico de los puentes corresponden al determinado con el modelado del HEC HMS.

Cuadro N° 22. Caudales de diseño para puentes

Caudales de diseño para puentes			
Progresiva	Área de aporte (km ²)	Periodo de retorno (años)	Caudal de aporte (m ³ /s)
1+640	107.6	100	572.6
5+500	25.4	100	137.3

Fuente: Elaboración propia

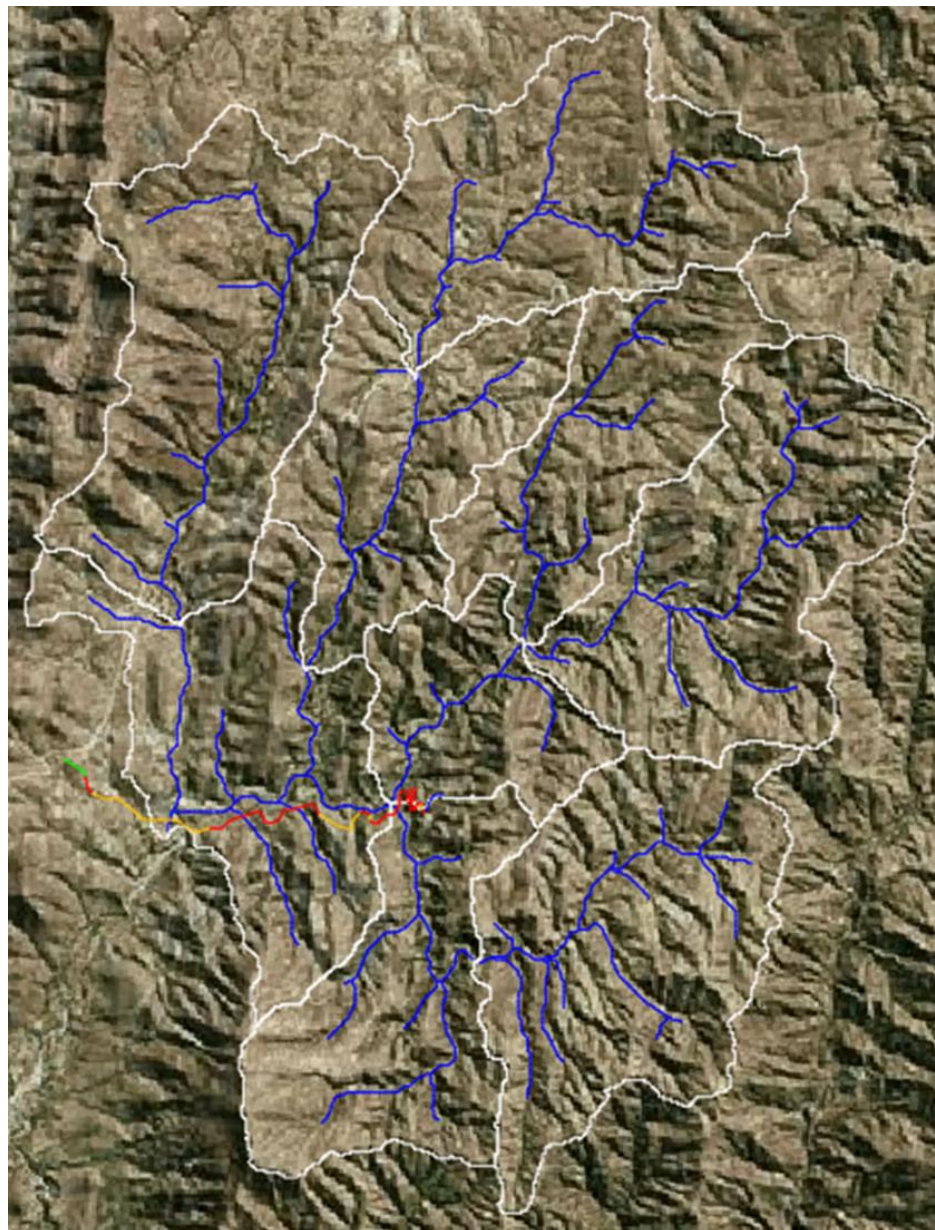
De acuerdo a la red de drenaje estudiado en el estudio hidrológico se hará el colocado de 2 puentes, por lo tanto, el primer puente estará ubicado entre las progresivas 1+630 Km a la 1+670 Km y el segundo puente entre las progresivas 5+495 Km a la 5+507 Km.

Cuadro N° 23. Características definidas de los puentes

Característica	Primer puente	Segundo puente
Altura del puente (m)	6	6
Longitud del puente (m)	40	12

Fuente: Elaboración propia

Imagen N° 11. Cauces que interceptan el camino con necesidad de dos puentes



Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Diseño de drenaje longitudinal

Las cunetas se proyectan para todos los tramos ubicados al pie de los taludes de corte, y/o en los lugares donde se esperen flujos considerables de agua que puedan interferir con la transitabilidad de la carretera. La sección transversal puede ser triangular, trapezoidal, o rectangular; en la práctica, la cuneta triangular es la más usada.

Cuadro N° 24. Caudales máximos para diseño de cunetas

Caudales máximos para diseño de cunetas				
Tramo de progresiva		Lado	Área aporte. (km ²)	Q de aporte (m ³ /seg)
DE	A			
0+000	0+080	LD	0.0023	0.07
0+000	0+060	LI	0.0002	0.01
0+080	0+540	LD	0.0341	0.61
0+897	1+000	LI	0.0506	1.20
1+000	1+135	LI	0.0379	0.70
1+135	1+220	LI	0.0323	0.64
1+220	1+325	LI	0.0197	0.49
1+365	1+437	LI	0.0050	0.24
1+437	1+609	LI	0.0422	0.96
1+540	1+609	LD	0.0002	0.01
1+800	1+880	LI	0.0009	0.02
1+800	1+880	LD	0.0004	0.01
2+090	2+188	LD	0.0105	0.51
2+188	2+420	LD	0.0227	0.66
3+040	3+320	LD	0.0648	0.96
3+320	3+580	LD	0.0177	0.42
3+850	4+180	LD	0.0283	0.68
4+180	4+350	LD	0.0386	0.83
4+350	4+530	LD	0.0106	0.37
4+550	4+760	LD	0.0298	0.43
4+760	4+960	LD	0.0159	0.38
4+960	5+090	LD	0.0051	0.13
5+090	5+270	LD	0.0402	0.91
5+270	5+470	LD	0.0098	0.37
5+360	5+470	LI	0.0003	0.02
5+560	5+900	LD	0.0112	0.35
5+880	6+080	LI	0.0052	0.19
6+050	6+200	LD	0.0037	0.17
6+180	6+410	LI	0.0073	0.27
6+370	6+500	LD	0.0082	0.40
6+590	6+780	LI	0.0040	0.18
6+610	6+760	LD	0.0004	0.03
6+880	6+980	LD	0.0026	0.15

Fuente: Elaboración propia

Las cunetas son diseñadas con la ayuda del Excel, ya que es posible programarlo e ir revisando a medida que se va cargando los datos, la condicionante es que el caudal determinado con la ecuación de Manning para la sección de la cuneta sea mayor o igual al caudal de aporte determinado por el método racional. El tipo de sección de la cuneta es triangular y trapezoidal en lugares con pendiente baja.

Cuadro N° 25. Diseño de cunetas

Q de aporte (m ³ /s)	Coef. Manning	Talud		Base (m)	Tirante de agua (m)	Pendiente (m/m)	Area de sec. (m ²)	Radio hidr. (m)	Parámetro ancho "a"	Velocidad (m/s)	Caudal (m ³ /s)	Qmannig > Qaporte
		Za	Zb									
0.07	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0270	0.184	0.14	0.8	3.70	0.68	ok
0.01	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0270	0.184	0.14	0.8	3.70	0.68	ok
0.61	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0450	0.184	0.14	0.8	4.77	0.88	ok
1.20	0.012	0.3	2	0.2	0.4	0.0540	0.264	0.17	0.8	6.05	1.60	ok
0.70	0.012	0.3	2	0.3	0.4	0.0130	0.304	0.19	0.8	3.12	0.95	ok
0.64	0.012	0.3	2	0.2	0.4	0.0271	0.264	0.17	0.8	4.29	1.13	ok
0.49	0.012	0.3	2	0.2	0.4	0.0090	0.264	0.17	0.8	2.47	0.65	ok
0.24	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.1189	0.184	0.14	0.8	7.76	1.43	ok
0.96	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.1189	0.184	0.14	0.8	7.76	1.43	ok
0.01	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.1189	0.184	0.14	0.8	7.76	1.43	ok
0.02	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0460	0.184	0.14	0.8	4.82	0.89	ok
0.01	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0460	0.184	0.14	0.8	4.82	0.89	ok
0.51	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0950	0.184	0.14	0.8	6.93	1.28	ok
0.66	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0706	0.184	0.14	0.8	5.98	1.10	ok
0.96	0.012	0.3	2	0.3	0.4	0.0270	0.304	0.19	0.8	4.50	1.37	ok
0.42	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0389	0.184	0.14	0.8	4.44	0.82	ok
0.68	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0654	0.184	0.14	0.8	5.75	1.06	ok
0.83	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0654	0.184	0.14	0.8	5.75	1.06	ok
0.37	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0847	0.184	0.14	0.8	6.55	1.20	ok
0.43	0.012	0.3	2	0.3	0.4	0.0045	0.304	0.19	0.8	1.84	0.56	ok
0.38	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0430	0.184	0.14	0.8	4.66	0.86	ok
0.13	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0440	0.184	0.14	0.8	4.72	0.87	ok
0.91	0.012	0.3	2	0.2	0.4	0.1060	0.240	0.16	0.8	8.02	1.92	ok
0.37	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.1100	0.184	0.14	0.8	7.46	1.37	ok
0.02	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.1100	0.184	0.14	0.8	7.46	1.37	ok
0.35	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.1190	0.184	0.14	0.8	7.76	1.43	ok
0.19	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0663	0.184	0.14	0.8	5.79	1.07	ok
0.17	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0847	0.184	0.14	0.8	6.55	1.20	ok
0.27	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0847	0.184	0.14	0.8	6.55	1.20	ok
0.40	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0914	0.184	0.14	0.8	6.80	1.25	ok
0.18	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.1100	0.184	0.14	0.8	7.46	1.37	ok
0.03	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.1100	0.184	0.14	0.8	7.46	1.37	ok
0.15	0.012	0.3	2	0.0	0.4	0.0764	0.184	0.14	0.8	6.22	1.14	ok

Fuente: Elaboración propia

4.3.3. Diseño de drenaje transversal

Las alcantarillas se han decidido colocar según muestra en los siguientes cuadros; los valores de caudales que se decidió tomar para el diseño hidráulico de las alcantarillas de paso corresponden al determinado con el método racional. Para el coeficiente de

escorrentía C, en el suelo es de 0.5 y para el camino 0.83. Para las alcantarillas de alivio, los caudales de diseño son los provenientes de las cunetas.

Cuadro N° 26. Caudales de diseño y alcantarillas de paso

Progresiva de posición	Lado	Área aporte (km ²)	Periodo de retorno (años)	Q de aporte (m ³ /s)	Alcantarilla tipo
0+897	LI	2.550	50	25.2	DTC 3(2X1.8)
2+420	LD	0.210	50	8.0	DTC 2(1.4X1.4)
2+730	LD	1.650	50	24.3	DTC 3(2X1.8)
3+572	LD	1.350	50	18.7	DTC 2(2X2)
4+531	LD	0.280	50	7.8	DTC 2(1.5X1.5)

Fuente: Elaboración propia

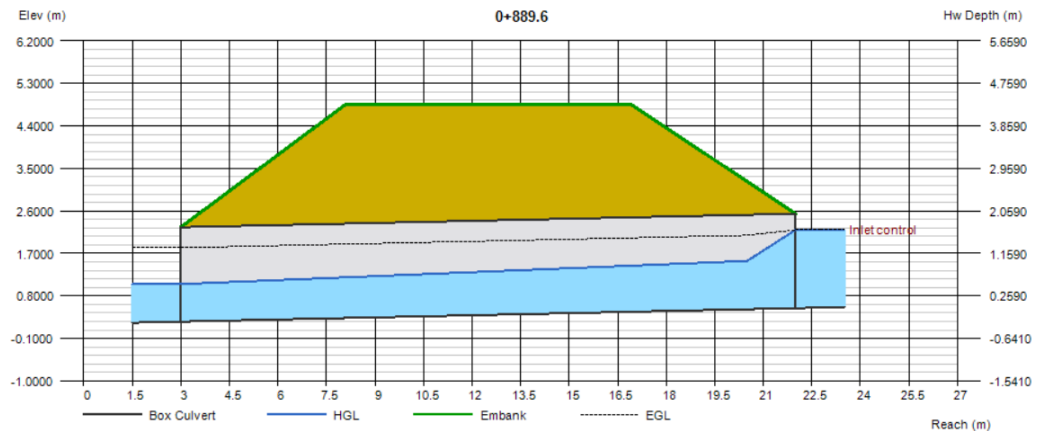
Las alcantarillas de alivio, reciben aguas de descarga de las cunetas y se localizan según las progresivas que se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro N° 27. Caudales de diseño y alcantarillas de alivio

Progresiva de posición	Lado	Q de cunetas (m ³ /s)	Alcantarilla tipo
1+135	LI	1.34	1ATH Ø 0.9
1+365	LI	0.73	1ATH Ø 0.9
4+180	LD	0.83	1ATH Ø 0.9
4+760	LD	0.43	1ATH Ø 0.9
4+960	LD	0.56	1ATH Ø 0.9
5+090	LD	0.91	1ATH Ø 0.9

Fuente: Elaboración propia

Imagen N° 12. Representación esquemática de diseño hidráulico prog. 0+889.6



Q			Veloc		Depth		HGL			
Total	Pipe	Over	Dn	Up	Dn	Up	Dn	Up	Hw	Hw/D
(cms)	(cms)	(cms)	(m/s)	(m/s)	(mm)	(mm)	(m)	(m)	(m)	
10.0000	10.0000	0.0000	3.2890	2.3570	405.3838	565.6898	0.6614	1.1067	1.4195	0.4392
15.0000	15.0000	0.0000	3.6657	2.6988	545.5916	741.0632	0.8016	1.2821	1.7052	0.5821
20.0000	20.0000	0.0000	3.9409	2.9710	676.6556	897.5619	0.9327	1.4386	1.9626	0.7108
25.0000	25.0000	0.0000	4.1901	3.2009	795.5274	1041.3730	1.0515	1.5824	2.2010	0.8300

Fuente: Elaboración propia

4.4. Precios unitarios y presupuesto

4.4.1. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizan de acuerdo a las especificaciones técnicas. De tal manera que se pueda tener la cantidad del ítem en la unidad especificada.

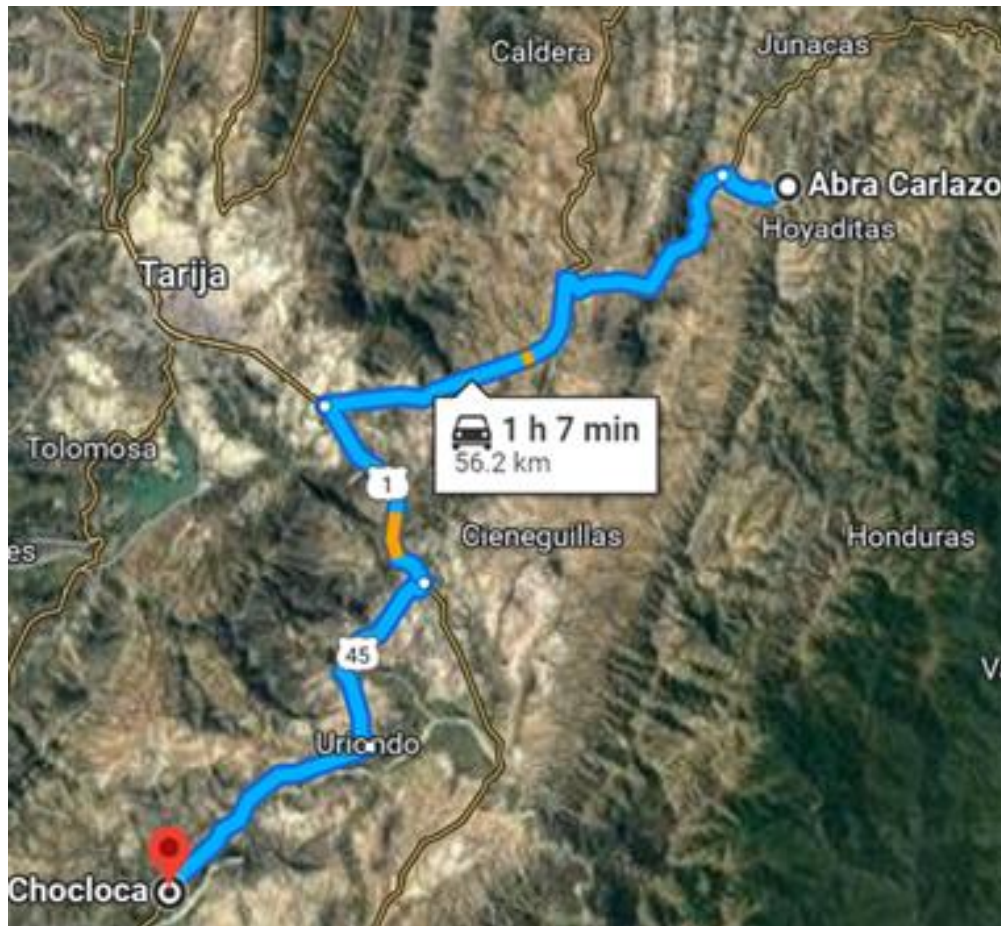
El objeto que cumplen los cómputos métricos dentro de una obra es:

- Determinar la cantidad de material necesario para ejecutar la obra
- Establecer los volúmenes de obra y costos parciales con fines de pago por avance de obra.

Los cómputos métricos son problema de la medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas. El cómputo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos.

Hacer notar que para el transporte de material granular para el paquete estructural, se considera que será acarreado desde la planta de SEDECA-TARIJA que está ubicada en la comunidad de Chocloca.

Imagen N° 13. Ruta de acarreo de materiales granulares



Fuente: Elaboración propia

4.4.2. Presupuesto general

Resultado del trabajo con el software “Prescom” y haciendo referencia a los ítems que nos proporcionó SEDECA-TARIJA ha sido posible realizar el análisis de precios unitarios y obtener el presupuesto general, como se muestra en el cuadro N° 28.

Cuadro N° 28. Presupuesto general

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
M01	Movimiento de tierras				3,027,190.52
1	Excavación no clasificada distancia <= 300 m	m ³	73,558.85	29.99	2,206,029.91
2	Conformación de terraplén con material de corte	m ³	31,180.80	24.29	757,381.63
3	Sobre acarreo para d > 300 m	m ³ -km	21,189.03	3.01	63,778.98
M02	Paquete estructural				8,415,039.60
4	Provisión y conformación de capa sub base e=0.25 m	m ³	14,020.31	150.55	2,110,757.67
5	Provisión y conformación de capa base e=0.15 m	m ³	7,551.54	160.73	1,213,759.02
6	Imprimación - ejecución	m ²	50,343.60	17.46	878,999.26
7	Tratamiento superficial simple	m ²	50,343.60	43.67	2,198,505.01
8	Transporte de material granular	m ³ -km	1,360,147.73	1.48	2,013,018.64
M03	Obras de arte menor				3,657,904.29
9	Excavación no clasificada c/maquinaria p/obras de arte	m ³	250.21	51.39	12,858.29
10	H°A° p/alcantarillas y cabezales, cámara fc = 210kg/cm2	m ³	535.10	5,318.29	2,845,816.98
11	Relleno compactado de alcantarillado	m ³	168.43	38.55	6,492.98
12	Cuneta revestida	m ³	868.59	912.67	792,736.04
	Total, presupuesto				15,100,134.41

El presupuesto total es: quince millones cien mil ciento treinta y cuatro con 41/100 Bolivianos

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se ha logrado realizar el diseño geométrico, diseño estructural y diseño de drenaje del del tramo caminero Carlazo Centro-Carlazo Este. Siendo que este tiene una longitud de 7.01 km, un acabado con tratamiento superficial simple y obras de arte menor para el drenaje transversal y longitudinal.

El presupuesto del camino se ha dividido en tres módulos. Siendo el primer módulo, “movimiento de tierras”, con un presupuesto de 3,027,190.52 bs; el segundo modulo “paquete estructural”, con un presupuesto de 8,415,039.60 bs; y el tercer modulo “obras de arte menor”, con un presupuesto de 3,657,904.29 bs. Y como presupuesto total es de 15,100,134.41bs.

El paquete estructural está diseñado en base al método AASHTO-93, para un periodo de diseño de 10 años, con un número de ESALS de 94462. Del cual se tiene como espesores de soporte, para capa base de 15 cm, capa sub base 25 cm y una lámina de tratamiento superficial simple sobre la capa base.

Según el estudio de tráfico realizado y considerando que el camino entre en servicio el año 2026 con un TPD de 41 vehículos/día y logre cumplir el periodo de diseño de 10 años, en el año 2036 con un TPD de 100 vehículos/día. Con este tráfico en base al manual ABC (administradora boliviana de carreteras), el camino se categoriza por ser tipo desarrollo.

El diseño geométrico se lo realizo, adecuando al camino existente, estableciendo los puntos de inflexión (pi) y diseñando curvas horizontales y verticales, cumpliendo los criterios y limitaciones del manual de diseño geométrico de la administradora boliviana de carreteras.

Según el tipo de camino, el ancho de carril se adoptó 2.5 m, con 0.5 m de ancho de berma, teniendo un ancho total de plataforma de 6 m.

De acuerdo a las características y parámetros, se diseñó curvas circulares simples, curvas en S y curvas con espirales. Lo que se ha hecho es adaptar a la topografía, con el alineamiento horizontal y vertical. En curvas se tomó como radio mínimo de 25 m, en curvas de retorno 16 m y pendientes máximas hasta 12%.

Dentro el diseño hidráulico, se estableció que es necesario de establecer 2 puentes en las progresivas 1+640 con un caudal de diseño de 572.6 m³/s y otro en la progresiva 5+500 con un caudal de diseño de 137.3 m³/s ambos son determinados para un periodo de retorno de 100 años.

Dentro el diseño de drenaje transversal, se determinó la necesidad de 11 alcantarillas. Siendo cinco alcantarillas de paso y el seis alcantarillas de alivio.

De acuerdo al estudio geotécnico realizado, se distingue tres tipos de suelos según la clasificación AASHTO, siendo estos suelos a-2-4(2) arena arcillosa, a-2-6(0) grava arcillosa y a-2-4(0) arena mal graduada con grava. Con CBR al 95% de la densidad máxima de 23 %, 34% y 26% sucesivamente, con esta información se caracteriza que el suelo de fundación es excelente y no necesita hacer un mejoramiento.

Resultado del cálculo del movimiento de tierras, se tiene volumen de corte de excedencia por lo que se consideró, que estos materiales deben ser depositados en lugares con distancias de acarreo de 500 metros.

Se realizo el diseño de alcantarillas y cunetas, su posición de las alcantarillas está ubicado en posiciones de las quebradas y en lugares que fueron necesarios para que las cunetas descarguen sus aguas a través de la alcantarilla.

5.2. Recomendaciones

Dentro el módulo del presupuesto del paquete estructural para el transporte de material granular, se consideró, que será acarreado desde la planta de asfalto SEDECA-TARIJA, ubicada en la comunidad de Chocloca, que, desde esta comunidad, al tramo del camino, tenemos una longitud de 56 km. Por tal razón se recomienda hacer un estudio de presupuesto considerando que la planta este ubicado en inmediaciones del tramo Carlazo Centro – Carlazo Este, con la finalidad de ver la conveniencia respecto al costo de transporte. Dado que hacer este estudio requiere de experiencia en la

instalación de la planta, tanto de áridos, como la planta de asfalto y por nuestra parte, aun no se cuenta con experiencia de esta actividad.

Recomendamos que, para todo diseño de ingeniería, los datos deben de tomarse con claridad y calidad, debido a disponer poco terreno (Topografía) para trabajar se tuvo que extrapolar algunas curvas de nivel para poder simular el terreno por lo cual se recomienda realizar un mejor estudio topográfico si se desea construir el camino.

Con referente a los ítems necesarios para lograr construir el camino en su totalidad, son varios y requieren mucho de experiencias en la construcción, se podría decir de toma de decisiones en la dirección de planificación de proyectos y otros. Por tal razón recomendamos adicionar otros ítems, para conocer el presupuesto total, para que el camino pueda ser construido o no construido.