

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

Una carretera o ruta es una vía de dominio y uso público, proyectada y construida fundamentalmente para la circulación de vehículos automóviles. Existen diversos tipos de carreteras, aunque coloquialmente se usa el término carretera para definir a la carretera convencional que puede estar conectada, a través de accesos, a las propiedades colindantes, diferenciándolas de otro tipo de carreteras, las autovías y autopistas, que no pueden tener pasos y cruces al mismo nivel. Las carreteras se distinguen de un simple camino porque están especialmente concebidas para la circulación de vehículos de transporte. Un camino pavimentado o empedrado es necesario para la producción de recursos y constituye el nexo necesario para el desarrollo. Las comunidades beneficiadas están conformadas en su mayoría de personas humildes pero muy trabajadoras que luchan diariamente para el sustento familiar en el campo de la agricultura y ganadería. En tal sentido, se pretende potenciar la conectividad entre el cruce de Quebrada Las Vacas y la comunidad de Salinas.

El proyecto está localizado al sureste de la ciudad de Entre Ríos, abarca una longitud aproximada de 29,6 km, iniciando en el cruce de Quebrada Las Vacas y terminando en la comunidad de Salinas. Como se pudo ver el estudio que se realizará será de 6 km del total del tramo desde el cruce de Quebrada las Vacas hacia Salinas.

Esta zona cuenta con grandes terrenos con partes planas y poco onduladas lo cual es óptimo para una futura expansión. El tramo de este camino, será el nexo de dos grandes comunidades y proporcionará también un rápido acceso a Entre Ríos.

En el presente estudio se realizará el diseño de Ingeniería siendo este el mejoramiento de camino a través de un diseño geométrico, haciendo los estudios previos correspondientes, el diseño estructural y el impacto ambiental que causará la construcción de dicho tramo.

1.2. JUSTIFICACION

El presente proyecto de grado tiene como finalidad aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de nuestra formación estudiantil en las diferentes materias, con el fin de

beneficiar a estas comunidades en uno de sus más graves problemas con la realización de los estudios y diseños de una carretera que en enlace Quebrada Las Vacas y Salinas, logrando de esta manera una mejor comunicación vial del tramo “Quebrada Las Vacas – Salinas” así mismo se pretende brindar un documento técnico que permita el diseño geométrico y estructural, a lo largo de un estudio de los primeros 6 km de longitud.

Los habitantes de las diferentes comunidades que se encuentran en el trayecto del tramo (Quebrada Las Vacas – Salinas) han utilizado como vía de comunicación el camino existente, que en las épocas lluviosas se convierte en un verdadero problema para las comunidades, es poco transitable y peligroso en las épocas lluviosas, ya que a los habitantes se les hace muy difícil el traslado en momentos de emergencia, como también el transporte de productos, y la falta de transporte extraurbano. El progreso de la comunidad, radica básicamente en la transitabilidad y la interconexión aun sistema vial, paralelamente a la actividad económicamente principal de la región.

Esto nos debe convencer de que esta obra es una de las necesidades que tiene nuestra ciudad de Entre Ríos ya que está dentro de los caminos municipales. El diseño del camino estará en base a normas establecidas por la Administradora Bolivia de Caminos (ABC).

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La falta del mejoramiento del camino, es causa básica para que el campesino cultive especialmente para su subsistencia y también para que esta comunidad no haya accedido a los servicios básicos fundamentales.

La principal carencia en el bienestar de la población es la infraestructura de educación y la mayoría de las viviendas no cuentan con acceso apropiado a los servicios sanitarios de agua y/o eliminación de excretas.

Con la realización de este trabajo se mejorará en gran nivel el apropiado documento de análisis a nivel técnico de diseño de ingeniería, siendo este camino fundamental para el desarrollo de la zona y puesto que está en una zona donde se ve el aislamiento por la falta de vía de comunicación, que logre mejorar la situación actual de documentos. Pero, asimismo, las carreteras son fuente de accidentes, muchos de los cuales se evitarían con buenos trazados siguiendo las normas para el diseño y no sólo accediendo a una necesidad mezquina para no dar los taludes y radios necesarios, de acuerdo a la categoría de

carretera, buen estado de las vías, adecuadas demarcaciones y señalamientos. De tal forma que la “oferta” de adecuadas carreteras es un derecho muy apreciado por la población en general.

El mayor logro será el progreso que se generara con un camino mejorado, creando así nuevas oportunidades de desarrollo para las comunidades que están ubicadas (Quebrada Las Vacas – Salinas).

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

Realizar el estudio del proyecto vial que involucre el diseño geométrico, aplicando al tramo “Quebrada Las Vacas - Salinas” aplicando la Norma de la Administradora Boliviana de Carreteras (ABC), Normas AASHTO y otros, con el propósito de elaborar los documentos a nivel de expediente técnico, que permita ejecutar los trabajos de construcción y mejoramiento del tramo indicado.

1.4.2. Objetivos específicos

- ✓ Evaluar el tramo de estudio, sus accesos, limitaciones para planear la alternativa de solución.
- ✓ Realizar el levantamiento topográfico del camino a lo largo del eje preliminar con el fin de obtener las coordenadas y elevaciones del terreno.
- ✓ Efectuar un estudio de suelos mediante ensayos de laboratorio para obtener las características, composición y comportamiento de la subrasante.
- ✓ Ejecutar el diseño geométrico aplicando las normas establecidas por la Administradora Boliviana de Carreteras. (ABC).
- ✓ Plasmar el diseño de las obras de drenaje necesario para el buen funcionamiento del camino, tomando datos hidrológicos del SENAMHI para definir el caudal de diseño.
- ✓ Cuantificar el movimiento de tierras que origine el diseño geométrico hasta determinar el diagrama masa.

- ✓ Determinar el presupuesto general, con los cálculos métricos, análisis de los precios unitarios de las actividades que intervienen en el diseño geométrico y las especificaciones técnicas.

1.5. ALCANCE

El alcance del presente trabajo consiste en realizar el diseño geométrico, sus obras de arte menor y un análisis de costos para el camino “Quebrada Las Vacas - Salinas”, la descripción fisiográfica del tramo estará definido por la ubicación geográfica, para una longitud de 6 km de la misma, ya que el tramo consta de 29,6 km de longitud, por lo cual el estudio está proyectado para las Progresivas 0+000 – 6+428,90 km.

Al realizar el proyecto diseño de ingeniería para el mejoramiento del camino Quebrada las Vacas - Salinas, se llevarán a cabo actividades de inspección y reconocimiento del sitio del proyecto para luego efectuar estudios que nos permitan conocer las características de la zona.

La parte ingenieril del proyecto se inicia desarrollando una revisión en la normativa vigente para el diseño de vías, en esta parte del proyecto se establecerán los parámetros de diseño, se realizarán estudios topográficos, estudios de tráfico, estudios de suelos y estudios hidrológicos que son necesarios para el diseño de: estructuras de drenaje, la caracterización de la sub rasante, los espesores del paquete estructural, el tipo de camino que se acomoda a las condiciones dadas en la zona.

Una vez realizados los estudios mencionados anteriormente, se procede al diseño geométrico de la vía, que es un diseño planimétrico y altimétrico del camino también se diseñaran las secciones transversales y se obtendrá el cálculo de volúmenes de corte y de relleno.

En la etapa de diseño del drenaje se examinarán las características climatológicas del lugar, así como los caudales de las crecidas y otros factores de importancia para el diseño de obras que permitan un adecuado sistema de drenaje en la vía para su protección y correcto servicio.

Durante el diseño estructural de la vía, se utilizarán los resultados de los estudios de tráfico y geotécnico para así efectuar el diseño del espesor del pavimento flexible.

Luego se determinan los cálculos métricos de los ítems del proyecto y presupuestos del mismo, el análisis de precios unitarios de ítems que se ejecutarán en el proyecto, así como las especificaciones técnicas que se deberán cumplir con el objetivo del proyecto.

1.6. MEDIOS Y METODOS EMPLEADOS

1.6.1. Medios

Los medios a emplear son los siguientes:

Inicialmente para la adquisición de las características que sea necesarias para el diseño de las vías se desarrollará el estudio topográfico, mientras que para obtener la información e las condiciones de los suelos y caracterizar la subrasante y las demás capas que conforman la estructura del pavimento se realizarán ensayos de suelo, entre los que se puede mencionar: Ensayos de granulometría, límites de Atterberg, Ensayos de densidad y compactación, ensayo de Capacidad Soporte CBR, basados estos en la extracción de muestras del lugar. En cuanto se refiere al diseño geométrico, se manejará el software (AutoCAD Civil 3D).

1.6.2. Metodología

La metodología que se presentará en el proyecto siguiente, con la respectiva secuencia.

Estudio topográfico. - basado en el levantamiento topográfico del lugar.

Estudio de tráfico. - esta parte del propósito es importante debido a que es indispensable predecir las características de circulación en el área de influencia del proyecto con la finalidad de estimar su serviciabilidad en función a los volúmenes de circulación de vehículos esperados durante la vida útil de la vía y mediante estos datos calcular los espesores de las capas del pavimento.

Estudio hidrológico. - realización de análisis pluviométrico, determinación de parámetros y obtención de datos imprescindibles para el diseño hidráulico de obras de arte.

Estudio geotécnico. - por medio de la extracción de muestras de suelo del lugar y la ejecución de ensayos de laboratorio.

Estudio Geológico. – por medio de la extracción de datos otorgados, de la zona.

Diseño geométrico. - en esta parte del proyecto se debe completar la representación de los diseños, tomando en cuenta la geometría de la infraestructura vial y de servicios, así como las direcciones a la propiedad del diseño. El diseño geométrico de la vía estar relacionada con las características del lugar obtenidas por el levantamiento topográfico. Cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto, basados en las actividades e ítems que formaran parte de la ejecución del proyecto, para la determinación del estudio vial de la conservación de la vía, teniendo en cuentas las especificaciones técnicas consideradas.



CAPÍTULO II
DESCRIPCIÓN
DEL PROYECTO

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO

2.1. CONTROLES BÁSICOS DE DISEÑO

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

2.1.1. Factores que influyeron en el diseño geométrico

Se han considerado las distintas variables que afectan directamente el diseño geométrico de la carretera, como los, factores físicos (topografía, geología, drenaje natural), factores económicos (Costos de inversión).

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

2.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA Y EXTENSIÓN

2.2.1 Ubicación geográfica

El proyecto está localizado en la Provincia O'Connor del Departamento de Tarija, más específicamente en el Distrito N° 3 y comprende los tramos: Quebrada Las Vacas – El Puesto– La Cueva y finalmente el tramo La Cueva – Salinas, el estudio comprende entre el cruce de Quebrada Las Vacas, pasando El Puesto que consta de 6 km de longitud.

Ubicación.

Departamento:	Tarija
Provincia:	O'Connor
Comunidad:	Cruce Quebrada Las Vacas – Salinas (0+000 – 6+428,90 Km)

La ubicación geográfica se ha obtenido mediante el levantamiento topográfico correspondiente al lugar de estudio.

Figura 1. Mapa de ubicación



Figura 2. Ubicación del tramo en estudio del camino “Quebrada Las Vacas - Salinas”



FUENTE: Elaboración propia a base de foto satelital (GOOGLE HEARTH)

Ubicación geográfica del tramo del en estudio

Inicio de tramo: Cruce Quebrada Las Vacas

N = 7608820,376 E = 381715,75

Fin de tramo: Comunidad La Cueva

N = 7604272,375 E = 380169,035

2.2.2. Extensión

El diseño de ingeniería del diseño geométrico del tramo “Quebrada Las Vacas - Salinas” tiene una longitud de 29.6 km aproximadamente, en el cual solo se estudiará 6+428,90 km aproximadamente.

2.3. CARACTERÍSTICAS DE LA REGIÓN

2.3.1. Población beneficiaria

La importancia que tiene de analizar la población, es con el propósito de identificar la cantidad de habitantes que serán beneficiados con el proyecto, y de medir su impacto sobre sus condiciones de vida y bienestar de las mismas.

Las comunidades que se beneficiaran directamente con el proyecto son 2: La comunidad de Quebrada Las Vacas, Salinas y otras a lo largo del tramo. La población total de estas comunidades que corresponden al tramo alcanza a 1.411 habitantes (Fuente: Instituto Nacional de Estadística).

2.3.2. Aspectos físicos, biológicos y ambientales

Clima

De manera general el municipio de Entre Ríos presenta un clima templado cálido-húmedo en primavera y verano en tanto que en otoño e invierno templado-seco.

La temperatura media anual es de 19 °C, en verano 22,5 °C y en invierno de 14,7 °C. Con máximas que superan los 40,9 °C y mínimas extremas que bajan hasta -7,2 °C.

Relieve

Hacia la parte oeste extendiéndose hacia el noroeste y sud oeste se encuentran las montañas más altas, en cambio hacia el sud se tienen colinas medias a bajas y llanuras pie de monte, hacia la parte este se encuentran colinas medias y llanuras pie de monte, en cambio hacia el norte se encuentran serranías y colinas medias.

El sistema montañoso y sub montañoso presentan ocasionales bancos de yeso y grandes cuerpos de sal roca.

Las cimas de estas montañas son redondeadas y alargadas, en sus laderas forman valles cortos y profundos.

El proyecto diseño de ingeniería del tramo Quebrada Las Vacas – Salinas, de la Provincia O'Connor comprende el Distrito 3 presenta Serranías Medias.

Suelo

Las características físicas de los suelos varían de acuerdo a la posición fisiográfica en que se encuentran, no obstante, los suelos ubicados en las montañas son poco profundos, con presencia de afloramientos rocosos, siendo de textura pesada a mediana.

En tanto que los suelos ubicados en la zona de pie de monte y terrazas aluviales varían de moderadamente profundos a profundos, la textura es de media a liviana en los horizontes superiores y más pesada en los horizontes profundos.

Fauna

Las dos serranías que delimitan la cuenca, son utilizadas para el pastoreo de ganado vacuno y equino, así como para la extracción de árboles maderables y otros recursos que genera el bosque.

Por otro lado, la producción ganadera con que cuenta la unidad familiar, la organización dentro de los pequeños productores la distribución de actividades es eminentemente familiar, existiendo en su interior una marcada división del trabajo en función de sexo y edad; el ganado menor (porcinos, caprinos, ovinos y aves), está cargo de mujeres y niños menores, mientras que el ganado mayor está a cargo de hombres adultos y jóvenes.

Erosión de suelos (Procesos, estado, potencialidad o susceptibilidad a la erosión).

La erosión de los suelos es provocada por varios factores. Entre los principales podemos citar al excesivo uso de la tierra destinado para la explotación ganadera ya sea mayor o menor, acompañado por las precipitaciones, desmontes y chequeos para la habilitación de tierras agrícolas, explotación forestal. La susceptibilidad de los suelos a la erosión depende de muchos factores. Entre ellos están la textura, la presencia de horizontes o capas poco permeables (que reducen la infiltración), la pendiente, la cobertura (según el tipo de utilización de la tierra considerado), la intensidad y cantidad de las precipitaciones, etc.

La erosión en las comunidades de influencia del proyecto y las adyacentes se acrecentó en las llanuras fluviolacustres donde la degradación se produce por la profundización de los cursos de agua y el constante socavamiento lateral ocasionando por diversos fenómenos de sufusión y desplomes laterales.

La erosión laminar es ocasionada por la acción dispersiva de las gotas de lluvia y por el escurrimiento difuso que afecta particularmente a las superficies desnudas y planas.

El lavado, socavamiento y colapso consiste en el humedecimiento y desgaste del escarpe en época de lluvia, seguido de un socavamiento de la base hasta que un volumen de suelo queda fuera de su centro de gravedad, lo que origina la formación de una fisura y posterior colapsamiento o desplome en forma de pequeños movimientos en masa rápidos. El agente dinámico que origina este proceso es el escurrimiento difuso intenso que se forma a lo largo de la pendiente. El resultado es un escarpe de altura variable que avanza constantemente en forma retrograda afectando a los interfluvios en todo su perímetro.

La sufusión y erosión superficial es de movimiento en más lento muy común en este tipo de paisajes, consiste en la reducción de las capas inferiores por la formación de grietas o sumideros, luego un laberinto de túneles sub-superficiales y puentes con el posterior desplomo o hundimiento del material de las capas superiores formando un particular relieve pseudocarstico en la unidad.

La formación de grietas y túneles, al parecer, comienza por la acumulación del agua en pequeñas depresiones que satura, dilata y agrieta las arcillas dispersivas, disuelve las sales solubles desprendiendo las partículas de arena muy fina y limo, lo que favorece el ensanchamiento de las grietas más aún si la corriente sub-superficial encuentra bolsones y capas de arena suelta muy frecuentes en los depósitos fluviolacustres, finalmente la corriente sub-superficial desemboca en el nivel inferior o algún frente libre. Este proceso también puede iniciarse a partir de huecos que dejan las raíces después de su pudrición u otra actividad biológica.

Simultáneamente se tiene otro proceso muy común en esta clase de superficies con relieve totalmente irregular, consiste en un desgaste del relieve a partir de una sucesión cíclica de humedecimiento-hinchamiento-secamiento (contracción) - agrietamiento y desprendimiento de pequeños bloques y el lavado del material suelto y partículas de arena

muy fina, limo y arcillas dispersivas, por la acción de la lluvia y por el pequeño escurrimiento.

La profundización en el fondo del cauce que afecta a la parte baja y media del cauce principal, este proceso provoca el socavamiento y colapso afectando las pequeñas terrazas formadas en ambos lados del cauce.

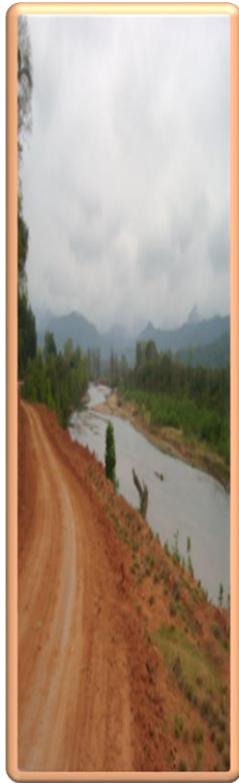
Degradación de tierras (Procesos, estado, potencialidad a la degradación).

En las comunidades del área del proyecto la cobertura vegetal dominante se compone de pajonales bajos, caracterizada por la no presencia de matorrales. Generalmente se observa una degradación acelerada de la cobertura vegetal debido al sobre pastoreo permanente.

El uso actual dominante es el ganadero extensivo con ovinos, caprinos, cerdos entre otros. Las condiciones de estas tierras indican que se debe priorizar la protección de los recursos naturales para evitar la erosión de los suelos, la degradación de la vegetación y de los recursos hídricos. Sin embargo, la presencia de pequeños ganaderos y agricultores determina que se deba permitir el uso ganadero extensivo limitado que tendrá carácter de subsistencia.

En la mayoría de las áreas donde existe la actividad de ganadería extensiva o uso silvopastoril, la carga animal actual es más alta que la recomendada, dando lugar a la degradación de la vegetación y de los suelos.

La erosión es una de las principales evidencias de la degradación de los recursos suelo y vegetación como resultado de la disminución de la cobertura vegetal y la pérdida de los suelos; que tiene consecuencias económicas y sociales muy fuertes, tanto en el lugar donde se pierde el suelo y sus características de productividad como en los sitios donde se deposita el material, deterioro de infraestructura vial, habitacional entre otras, incremento en costos de los servicios de agua potable, desequilibrio hidrológico como ejemplos de las consecuencias múltiples que puede presentar este fenómeno cuando alcanza intensidades que se las puede calificar de aceleradas para las condiciones naturales que se analizan.



CAPÍTULO III
INGENIERÍA
DEL PROYECTO

CAPITULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

El diseño geométrico de una carretera se constituye en la parte más importante de un proyecto vial, pues en base a las condiciones prevalecientes y factores existentes debe encontrarse una configuración geométrica final tal que satisfaga las necesidades de:

- Funcionalidad
- Seguridad
- Comodidad
- Armonía
- Estética
- Integración al entorno
- Economía

Estos factores mencionados determinan la calidad y costo final de un proyecto vial. Satisfacer íntegramente una de las cualidades citadas arruina el diseño en general, por lo tanto, debe encontrarse un balance a través del diseño geométrico.

En la actualidad existen varias técnicas de diseño que ayudan a encontrar tal balance, entre diversas podemos citar: diseño curvilíneo, diseño consistente y diseño sensitivo al contexto.

Estas técnicas aplicadas con gran éxito en diferentes países han sido empleadas en el presente diseño. Se ha prestado especial atención en evitar la destrucción de la naturaleza, buscando en lo posible la integración del proyecto con el paisaje y armonizar las necesidades del diseño geométrico con el medio natural que lo rodea.

3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

La topografía es uno de los factores principales en la localización de una carretera. El ingeniero examina una faja de terreno buscando las características topográficas que restringen el trazo; estos controles pueden ser naturales o hechos por el hombre. Generalmente afecta a los alineamientos, pendientes, visibilidad y secciones transversales de la vía.

Montañas, valles, colinas, pendientes escarpadas, ríos y lagos imponen limitación en la localización y son, por consiguientes, determinantes durante el estudio de las rutas.

3.1.1. Precisión del instrumento utilizado

Estación total electrónica semi nueva marca SOKKIA modelo SET 530R, totalmente a prueba de polvo y agua aumentos del lente de 30x, imagen directa, resolución de 1"(un segundo), distancia mínima focal de 1.3m. con teclado y pantalla de cristal líquido (192 x 80 puntos), lectura electrónica de ángulos de 5" (cinco segundos), memoria interna que permite registrar un máximo de 10,000 puntos de medición, medición electrónica de distancias de 5,000 metros con 1 prisma y 150 metros sin prisma en condiciones atmosféricas favorables con una resolución de 1 décima de milímetro, unidades de distancia seleccionable en metros o pies, corrección interna de la refracción y curvatura de la tierra seleccionable, corrección atmosférica y constante de prisma.

3.1.2. Levantamiento topográfico

3.1.2.1. Metodología

El levantamiento topográfico de la zona del proyecto fue realizado con él por menor necesario para el diseño definitivo de las obras. Esta decisión fue tomada en función de la necesidad de contar con información fidedigna en el menor tiempo posible. En este sentido, se realizan los levantamientos en detalle siguiendo los actuales alineamientos de la carretera existente.

Se han definido, de manera anticipada, las variaciones necesarias del eje de implantación de la carretera existente.

Hay otras pequeñas variantes que se concibió para mejorar el trazo, con la implementación de obras de arte menor, de esta manera dar seguridad vial.

Como primer paso se realizó el reconocimiento del lugar donde se ha observado las pendientes y radios de curvaturas en los sitios críticos del camino a ser mejorado, así como la colocación de una línea de trazo preliminar, y así poder definir donde se realizarían los cambios de estación.

Una vez reconocida la ruta y realizar el análisis en la etapa anterior, dentro de la zona, se establece una faja suficientemente ancha de terreno como para localizar el eje del camino.

Se procedió a levantar datos desde el inicio es decir de la progresiva 0+000 a través de la línea de trazo preliminar dentro de la zona elegida, y se colocó BM's para tenerlos como puntos de partida y control en el levantamiento a detalle.

Teniendo como objetivo la obtención de coordenadas, para la planimetría de la poligonal, la nivelación de la misma y las transversales que nos permitan la representación de las curvas de nivel de la faja levantada en el tramo.

Para obtener la faja continua de datos y poder trazar las curvas de nivel de cada 20 m sobre el eje se levantaron transversales con un ancho de 20 m a cada lado del eje suficientes para tener una representación de la faja necesaria para el diseño geométrico.

Para fines de control del trabajo topográfico y replanteo posterior se han colocado referencias de BM's.

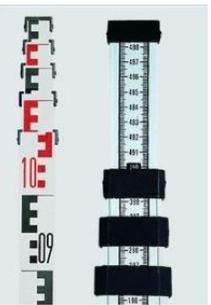
El levantamiento fue realizado con el cuidado de mantener la pendiente longitudinal poligonal preliminar debajo del máximo especificado, pero existieron limitantes en algunos tramos que, por su uso del terreno, puntos obligados lo que dificultó de mantener la pendiente máxima.

Este levantamiento tuvo el objetivo de proporcionarnos todos los datos necesarios para la confección del plano en planta, perfil longitudinal y perfiles transversales para trazar el eje definitivo del camino, calcular el movimiento de tierras más rentable, y localizar las obras de arte, etc.

El levantamiento topográfico abarcó una longitud de aproximadamente 6000 m (6+000 km), que es la longitud del estudio del tramo Quebrada Las Vacas – Salinas. Se incluye, toda la información del levantamiento topográfico en listas que muestran las coordenadas de cada punto.

3.1.2.2. Equipo empleado

<p>Estación total: sokkia set530r</p> 	<p>Es la integración del teodolito electrónico con un distancio metro integrado, de tal forma que puede medir ángulos y distancias simultáneamente. Se puede determinar la distancia horizontal o reducida, distancias geométricas, el desnivel, la pendiente en porcentaje, los ángulos en vertical y horizontal, como las coordenadas en x, y, z.</p> <p>Este aparato ocupa ser manejado con cuidado, moverlo adecuadamente aflojando sus tornillos y apretándolos solamente lo necesario.</p>
<p>Navegadores gps</p> 	<p>Estos son más para fines recreativos y aplicaciones que no requieren gran precisión, consta de un dispositivo que cabe en la palma de la mano, tienen la antena integrada, su precisión puede ser de menor a 15 metros.</p> <p>Además de proporcionar nuestra posición en el plano horizontal pueden indicar la elevación por medio de la misma señal de los satélites, algunos modelos tienen también barómetros para determinar la altura con la presión atmosférica.</p>
<p>Cinta métrica</p> 	<p>Una cinta métrica o un flexómetro es un instrumento de medida que consiste en una cinta flexible graduada y se puede enrollar, haciendo que el transporte sea más fácil. También se puede medir líneas y superficies curvas.</p> <p>La cinta métrica no ocupa de mucho cuidado porque es un aparato muy manejable y duradero.</p>
<p>Plomada metálica</p> 	<p>Instrumento con forma de cono, construido generalmente en bronce, con un peso que varía entre 225 y 500 gramos, que al dejarse colgar libremente de la cuerda sigue la dirección de la vertical del lugar, por lo que con su auxilio podemos proyectar el punto de terreno sobre la cinta métrica. La plomada metálica no ocupa de mucho cuidado porque es un aparato muy manejable y duradero.</p>

<p style="text-align: center;">Brújula</p> 	<p>Las letras (E) y (W) la caratula están invertidas debido al movimiento relativo de la aguja respecto a la caja. Las pínulas sirven para dirigir la visual, a la cual se va medir el rumbo. Con el espejo se puede ver la aguja y el nivel circular al tiempo que se dirige la visual o con el espejo el punto visado.</p>
<p style="text-align: center;">Baliza o prisma</p> 	<p>Es un objeto circular formado por una serie de cristales que tienen la función de regresar la señal emitida por una estación total. La distancia del aparato al prisma es calculada en base al tiempo que tarda en ir y regresar al emisor (estación total o teodolito). Los hay con diferentes constantes de corrección, dependiendo del tipo de prisma (modelo).</p>
<p style="text-align: center;">El trípode</p> 	<p>Es un instrumento que tiene la particularidad de soportar un equipo de medición como un taquímetro o nivel, consta de tres patas que pueden ser de madera o de aluminio, las que son regulables para así poder tener un mejor manejo para subir o bajar las patas que se encuentran fijas en el terreno. El plato consta de un tornillo el cual fija el equipo que se va a utilizar para hacer las mediciones.</p>
<p style="text-align: center;">La mira</p> 	<p>Se puede describir como una regla de cuatro metros de largo, graduada en centímetros y que se pliega en la mitad para mayor comodidad en el transporte. Además de esto, la mira consta de una burbuja que se usa para asegurar la verticalidad de está en los puntos del terreno donde se desea efectuar mediciones, lo que es trascendental para la exactitud en las medidas. También consta de dos manillas, generalmente metálicas, que son de gran utilidad para sostenerla.</p>

3.1.2.3. Trabajo de gabinete

El trabajo de gabinete consiste en el procesamiento de la información obtenida del levantamiento topográfico, el cual consiste en transferir los de la Estación Total al computador, en el formato de block de notas (.esv) u otro (.csv), conocido para

posteriormente, ingresar los datos al programa del AUTODESK Autocad Civil 3D y las mismas fueron calculadas mediante coordenadas XYZ , dicho programa por medio de la triangulación genera las curvas de nivel, configurando una distancia de separación de un metro entre cada curva de nivel.

Las curvas de nivel son la representación gráfica del terreno, las mismas ayudan a definir el trazo del terreno.

La descripción y las coordenadas de los puntos topográficos (csv) obtenidos en el levantamiento se muestran en ANEXOS de este proyecto.

Las planillas del levantamiento topográfico se encuentran en ANEXOS (levantamiento topográfico).

Como resultado del trabajo de campo se obtiene de gabinete:

- Curvas de nivel
- Plano de planta
- Plano de perfil longitudinal
- Planos transversales

Las planillas del levantamiento topográfico se encuentran en ANEXOS (Levantamiento topográfico)

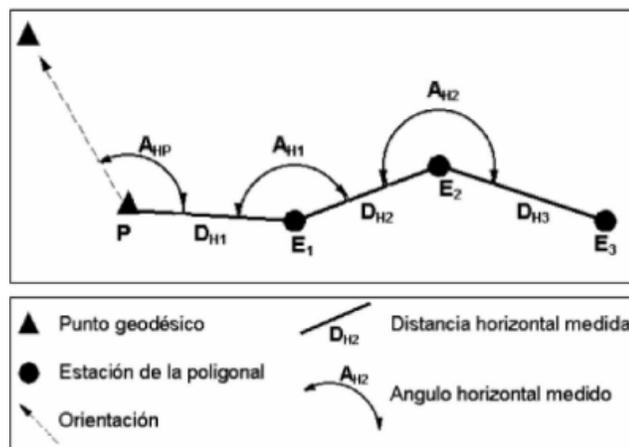
Tabla 3.1. Planilla de pares BM's

N°	Norte	Este	Cota m.s.n.m.
BM'1	7608822.025	381717.368	1181.692
BM'2	7607966.171	381903.192	1216.039
BM'3	7607796.383	381710.784	1249.000
BM'4	7607100.725	381658.370	1200.123
BM'5	7607083.328	381356.384	1174.000
BM'6	7606764.978	381344.288	1201.000
BM'7	7606763.130	381131.944	1172.411
BM'8	7606488.855	380901.533	1209.000
BM'9	7606485.544	380628.387	1166.000
BM'10	7606112.735	380678.223	1164.440
BM'11	7605169.207	380637.656	1175.452
BM'12	7605006.964	380456.846	1198.000
BM'13	7604553.523	380316.191	1179.786
BM'14	7604321.822	380309.140	1190.000
BM'15	7606764.978	381344.288	1201.000

3.1.2.4. Poligonal topográfica

La poligonación, hoy en día, es el principal elemento utilizado en los trabajos topográficos, trabajos catastrales y proyectos de construcción; ya que este, es el procedimiento geométrico que nos permite realizar un levantamiento topográfico, mediante el uso de figuras llamadas poligonales. Siendo poligonal una sucesión de trozos de línea rectas unidas entre si bajo ángulos horizontales cualesquiera. Estos trozos de líneas son los lados de la poligonal; los puntos extremos de los mismos son los puntos poligonales o vértices y los ángulos poligonales son los que se miden en esos puntos poligonales. Con el uso de poligonales, nos aseguramos de una buena representación cartográfica de la zona a levantada, sin desestimar la precisión y exactitud con que se debe trabajar. Las poligonales pueden ser abiertas o cerradas, ya sean si tienen verificación o no, teniendo cada uno de sus vértices coordenadas y cota conocida. Debido a que la finalidad de una poligonal es calcular, principalmente las coordenadas de cada uno de los vértices que la componen, siendo los parámetros que la definen el azimut y la distancia; esta última se mide en todos los tramos con el mismo método, variando solamente tan solo el aporte hecho por la tecnología. Así, según el método que se utilice para la obtención de los azimutes de una poligonal, estaremos en condiciones de definir un tipo de poligonal en particular. La poligonación es uno de los procedimientos topográficos más comunes. Las poligonales se usan generalmente para establecer puntos de control y puntos de apoyo para el levantamiento de detalles y elaboración de planos, para el replanteo de proyectos y para el control de ejecución de obras. Una poligonal es una sucesión de líneas quebradas, conectadas entre sí en los vértices. Para determinar la posición de los vértices de una poligonal en un sistema de coordenadas rectangulares planas, es necesario medir el ángulo horizontal en cada uno de los vértices y la distancia horizontal entre vértices consecutivos.

Figura 3. Poligonal base con puntos de control.

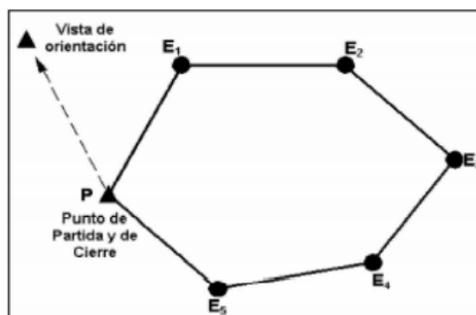


Fuente: Elaboración propia

En forma general, las poligonales pueden ser clasificadas en:

- Poligonales cerradas, en las cuales el punto de inicio es el mismo punto de cierre, proporcionando por lo tanto control de cierre angular y lineal.

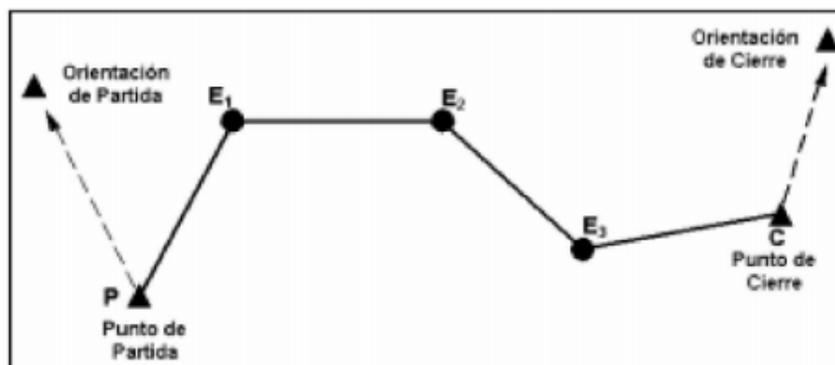
Figura 4. Poligonal cerrada con puntos de control.



Fuente: Elaboración propia

- Poligonales abiertas o de enlace con control de cierre, en las que se conocen las coordenadas de los puntos inicial y final, y la orientación de las alineaciones inicial y final, siendo también posible efectuar los controles de cierre angular y lineal.

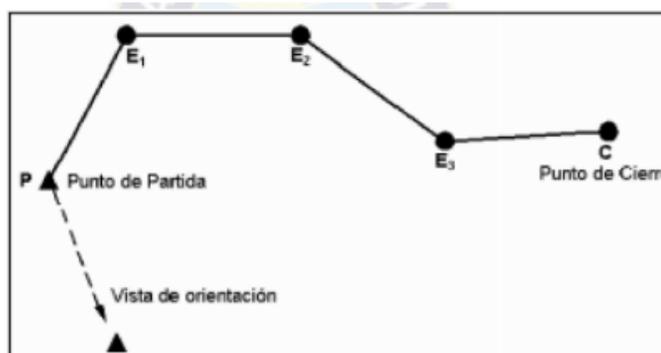
Figura 5. Poligonal cerrada con puntos de control.



Fuente: Elaboración propia

- Poligonales abiertas sin control, en las cuales no es posible establecer los controles de cierre, ya que no se conocen las coordenadas del punto inicial y/o final, o no se conoce la orientación de la alineación inicial y/o final.

Figura 6. Poligonal abierta.



Fuente: Elaboración propia

3.1.2.4.1. Cálculo y ajuste de la poligonal

Una vez que se han tomado las medidas de los ángulos y distancias de las líneas de una poligonal cerrada, se deben determinar los errores que con seguridad se presentan en los datos para establecer si son aceptables o no. Si son aceptables se distribuye el error total de cierre entre las observaciones, la distribución del error no debe causar grandes cambios en los datos, estos deben ser mínimos. Si el error es inaceptable, se deben volver a tomar los datos de algunas medidas donde se crea que se cometió algún error. Cuando se haya determinado los errores de cierre lineal y angular se realiza el cálculo de las coordenadas.

Corrección de cierre angular

La suma de los ángulos de una poligonal debe ser igual a:

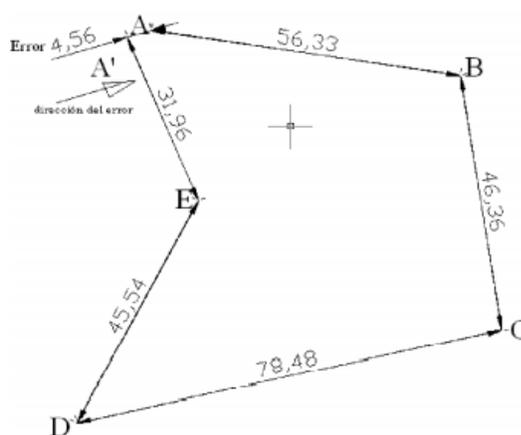
$$\text{Ángulos Internos } \sum = 180 * (n - 2)$$

$$\text{Ángulos Externos } \sum = 180 * (n + 2)$$

Donde:

n = Número de vértices.

Figura 7. Ejemplo de poligonal cerrada.



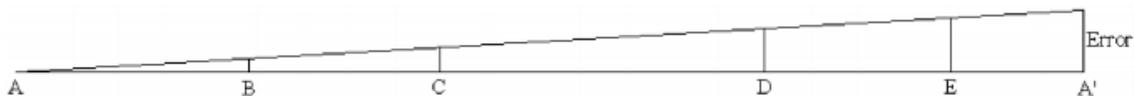
Fuente: Elaboración propia

Para realizar el cálculo del error angular se debe realizar primero la suma de los ángulos obtenidos. Para la corrección se debe dividir el error entre el número de vértices, y posteriormente para calcular los ángulos corregidos, se debe realizar el cambio de signo del error, es decir: El signo de la corrección debe ser contrario al error.

$$Corr = \frac{error}{num. vertices}$$

Cálculo del error de cierre lineal.

Este método consiste en formar un triángulo rectángulo donde el cateto opuesto vendría a ser el error, y el cateto adyacente el perímetro de la poligonal (AB+BC+CD+DE+EA')

Figura 8. Correcciones mostradas.

Fuente: Elaboración propia

Las correcciones en cada vértice vendrán a ser las longitudes paralelas al error y en su vértice correspondiente. Del anterior gráfico se puede deducir las siguientes formulas según la semejanza de triángulos rectángulos.

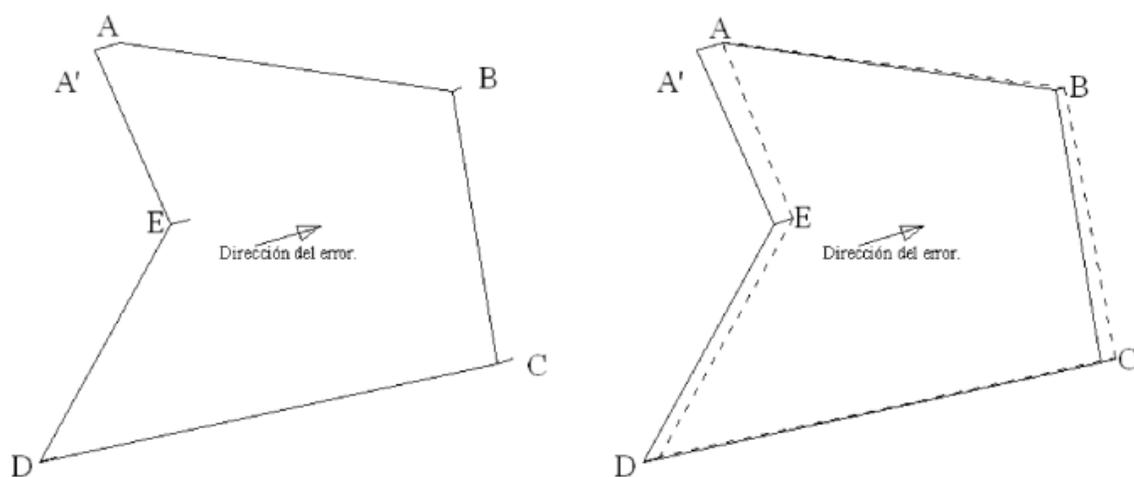
$$BB' = \frac{\text{error}}{\sum \text{perimetro}} (AB)$$

$$CC' = \frac{\text{error}}{\sum \text{perimetro}} (AB + BC)$$

$$DD' = \frac{\text{error}}{\sum \text{perimetro}} (AB + BC + CD)$$

$$EE' = \frac{\text{error}}{\sum \text{perimetro}} (AB + BC + CD + DE)$$

Las distancias obtenidas son las correcciones del error de cierre lineal. Como vemos en el gráfico las distancias de las correcciones se debe realizar en el sentido del error de cierre lineal.

Figura 9. Corrección de la poligonal cerrada.

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente debe realizarse la unión del polígono con líneas rectas, en el gráfico vemos la unión con líneas segmentadas, y las líneas segmentadas vendrán a ser nuestro nuevo polígono. Este es el error de cierre lineal y se expresa $1: x$, de acuerdo al tipo de levantamiento y a su exactitud se han establecido los siguientes límites máximos:

Tabla 3.2 Límites máximos de levantamiento.

Error máximo	Clase de Levantamiento
1:800	Levantamiento de terrenos quebrados y de muy poco valor, levantamientos de reconocimiento, colonizaciones, etc., generalmente hechos por taquimetría.
1:1000 a 1:1500	Levantamiento de terrenos de poco valor, taquimetría con dobles lecturas de miras.
1:1500 a 1:2500	Levantamiento de terreno agrícolas de valor medio. Levantamiento con estadía.
1:2500 a 1:1400	Levantamientos urbanos y terrenos rurales de cierto valor.
1:1400 en adelante	Levantamientos en ciudades y terrenos bastante valiosos.
1: 10000 y más	Levantamientos geodésicos

Fuente: TORRES NIETO ALAVARO, Topografía, cuarta edición

Luego de realizar la planificación de la Ubicación de los puntos de control, se procedió a realizar la Poligonal abierta, ya que se conocía la coordenada de partida y la coordenada de llegada, para realizar la corrección de la misma.

3.2. ESTUDIO DE SUELOS

En este estudio realizará la caracterización del suelo que se presenta en el lugar del proyecto por medio de las correspondientes extracciones de muestras de suelo de la zona, las cuales serán sometidas a ensayos de laboratorio.

Metodología

Para llevar a cabo los ensayos que permitan conseguir las características del suelo, fue necesario realizar las extracciones de muestra del terreno natural existente a lo largo de la

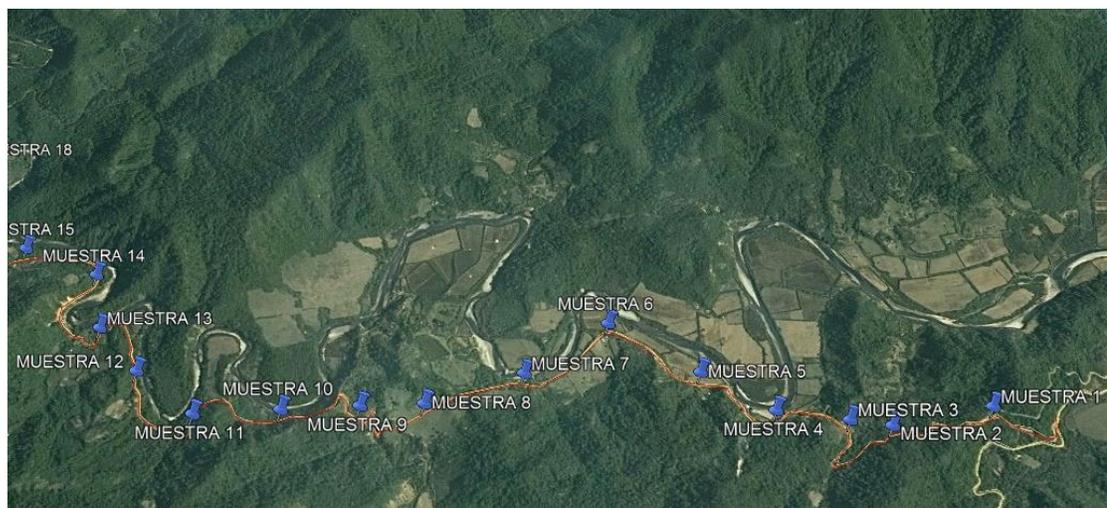
vía. Las muestras se adquirieron a una profundidad aproximada de 0,8 a 1m, se logró una muestra aproximadamente cada 500 metros de, los pozos se ubicaron alternadamente a los costados del camino actual.

Figura 10. Toma de muestras



Fuente: Elaboración propia

Figura 11. Ubicación de los pozos de muestreo



Fuente: Google earth

Una vez que se recolectó las distintas muestras en las cantidades necesarias, se procedió a efectuar con cada una de ellas los siguientes ensayos de laboratorio: Ensayos de granulometría, Límites de Atterberg, ensayos de densidad y compactación y ensayos de Capacidad Soporte CBR.

El procedimiento que se siguió con cada uno de los ensayos anteriormente mencionados fue el siguiente:

3.2.1. Ensayos de granulometría

Este análisis del suelo se desarrolló por medio de un juego de mallas, que tiene un tamaño graduado instituido por las normas AASHTO. Primero se estableció la cantidad de material necesario de cada muestra para efectuar el presente ensayo, en función al tipo de material que representaba cada muestra.

Para aquellas muestras extraídas a lo largo de la vía, que estaban compuestas por material fino se tuvo que ejecutar el “Método del Lavado”; para esto se empleó aproximadamente 500 se colocó el material en el tamiz N° 200, y con ayuda de agua se empezó a lavar el suelo, hasta que el agua pasante tomó aspectos más claros. El material retenido en el tamiz N° 200 se introdujo en un recipiente y se procedió a secar el mismo, para posteriormente volver a tamizar por las mallas N° 10, N° 40 y N° 200.

Para los materiales compuestos por material grueso se aplicó el “Método General” para su caracterización, el suelo es sometido previamente a un cuarteado con la finalidad de que la muestra sea representativa, obteniendo aproximadamente 8000 gramos o más de este suelo.

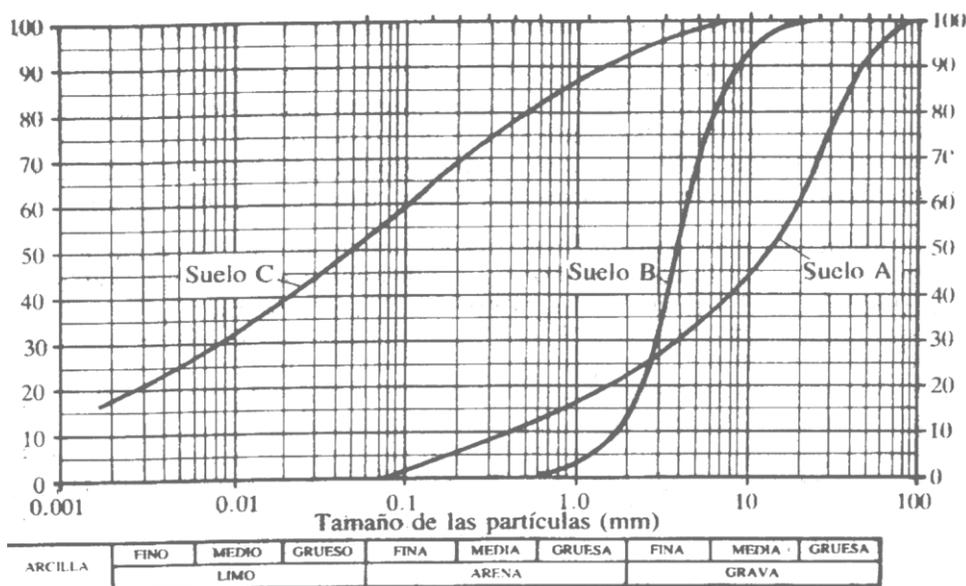
Luego de tener la muestra preparada y pesada, se procedió al tamizado de la parte gruesa del material con los siguientes tamices: 3”, 2”, 1”, ¾”, ⅜” y N° 4.

Figura 12. Preparación de la muestra



Fuente: Elaboración propia

Figura 13. Gráfica de diferentes clasificaciones de tipos de suelos



Fuente: Elaboración propia

La curva **A**: Suelo bien gradado y de grano grueso. **B**: mal gradado, poco uniforme (curva parada sin extensión), **C**: Suelo arcilloso o limoso (fino)

La forma de la curva de distribución de tamaños de partículas, indica si los tamaños varían en un rango amplio (curva C) o estrecho (curva B); si el rango tiende a los tamaños mayores del suelo grueso (A) o a los menores del suelo fino (C). Si todos los tamaños tienen proporciones en peso relativamente iguales, el rango es amplio y la curva suave, el suelo así será bien gradado (A y C). La mala gradación puede ser por falta de extensión (B) o por discontinuidad.

En suelos granulares la gradación, expresada numéricamente, la da el coeficiente de uniformidad C_u con el coeficiente de curvatura C_c .

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; \quad C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \rightarrow \text{bien graduado cuando } \begin{cases} C_u > 4 \text{ a } 6 \\ 1 < C_c < 3 \end{cases}$$

Cuanto más alto sea C_u , mayor será el rango de tamaños del suelo. Los D_i ; $i = 10, 30, 60$ son los tamaños de las partículas, para el cual el % del material es más fino que ese tamaño.

Figura 14. Un juego de tamices normalizados



Fuente: Elaboración propia

CÁLCULOS

Porcentaje retenido

$$\%Retenido = \frac{M_r}{M_T} \times 100$$

Donde:

M_r = Masa retenida en el tamiz (gr.)

M_T = Masa total (gr.)

Porcentaje Retenido acumulado

$$\%Retenido\ Acumulado = \sum \text{de } \% \text{ mayores o iguales}$$

Porcentaje que pasa

$$\%que\ Pasa = 100 - \%Retenido\ Acumulado$$

Coefficiente de uniformidad

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

D_{60} = Tamaños de las partículas del suelo en milímetros, que en la gráfica de la composición granulométrica corresponden al 60 %.

D_{10} = Tamaños de las partículas del suelo en milímetros, que en la gráfica de la composición granulométrica corresponden al 10 %.

Coefficiente de curvatura

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$$

Donde:

D_{60} = Tamaños de las partículas del suelo en milímetros, que en la gráfica de la composición granulométrica corresponden al 60 %.

D_{10} = Tamaños de las partículas del suelo en milímetros, que en la gráfica de la composición granulométrica corresponden al 10 %.

D_{30} = Tamaños de las partículas del suelo en milímetros, que en la gráfica de la composición granulométrica corresponden al 30 %.

Se maneja el siguiente criterio para valores de C_u y C_c :

Tabla 3.3 Criterio de C_u y C_c

Cu>4 y Cc entre 1 y 3 GW	
Cu >6 y Cc entre 1 y 3 SW	
Si no cumple GP o SP	
GW	Grava bien graduada
SW	Arena bien graduada
GP	Grava mal graduada
SP	Arena mal graduada

Fuente: Elaboración propia

3.2.2. Límites de Atterberg

Se ensayaron las muestras que pasaron por el tamiz N° 40, en una cantidad de 100 gramos aproximadamente.

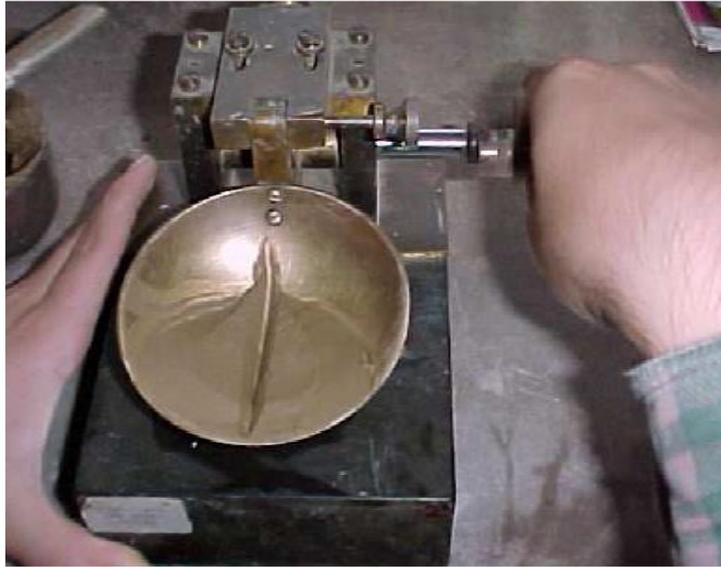
Para la determinación del límite líquido, se utilizó el aparato de Casagrande sobre una superficie plana, firme y segura.

Posteriormente, se colocó el material ya preparado, de manera horizontal en el aparato, y se realizó la ranura de manera firme en una sola pasada, para luego accionar la copa de casagrande a un ritmo de dos golpes por segundo. Luego con ayuda de la espátula se realizó dos cortes de manera perpendicular a la ranura, para extraer la porción de suelo entre los cortes y proceder a depositarla en una de las capsulas anteriormente pesadas e identificadas.

Se pesó el suelo húmedo más la cápsula y se introdujo en el horno a una temperatura de 105 °C durante 24 horas, para luego extraer del horno y pesar la muestra seca más la capsula y registrar dichos datos en las planillas.

Para la determinación del límite plástico el material realizamos la formación de rollitos, rodándolos sobre una base de vidrio, hasta que los mismos alcancen un diámetro aproximado de tres milímetros y sobre estos se perciba pequeñas grietas en ese diámetro. Una vez que los rollitos presentaron a los tres milímetros estos agrietamientos, se los cortó en pequeños trozos y los mismos fueron introducidos en cápsulas, para registrar su peso húmedo más cápsula, las cuales después eran introducidas en el horno a una temperatura de 105°C en un lapso de 24 horas para su posterior pesaje del suelo seco más cápsula y por último se registraron estos datos en una planilla.

Figura 15. Equipo de casagrande



Fuente: Elaboración propia

Figura 16. Material para limite plástico



Fuente: Elaboración propia

Figura 17. Vidrio esmerilado



Fuente: Elaboración propia

Lo que se necesita para determinar el límite plástico es hallar el contenido de humedad

Como ya se sabe el contenido de humedad de una determinada muestra de suelo, está definida como el peso del agua, sobre el peso de los sólidos por cien (para dar el valor en porcentaje), y está definida por la letra W.

$$\omega(\%) = \frac{W_w * 100}{W_s}$$

Donde:

W_w = Peso del agua en la muestra

W_s = Peso del suelo seco

Hallando W_w

$W_w = (\text{Peso del frasco} + \text{suelo húmedo}) - (\text{Peso del frasco} + \text{suelo seco})$

Hallando W_s

$W_s = (\text{Peso del frasco} + \text{suelo seco}) - (\text{Peso del frasco})$

Determinación del índice de plasticidad del estrato I

$$IP = LL - LP$$

Donde:

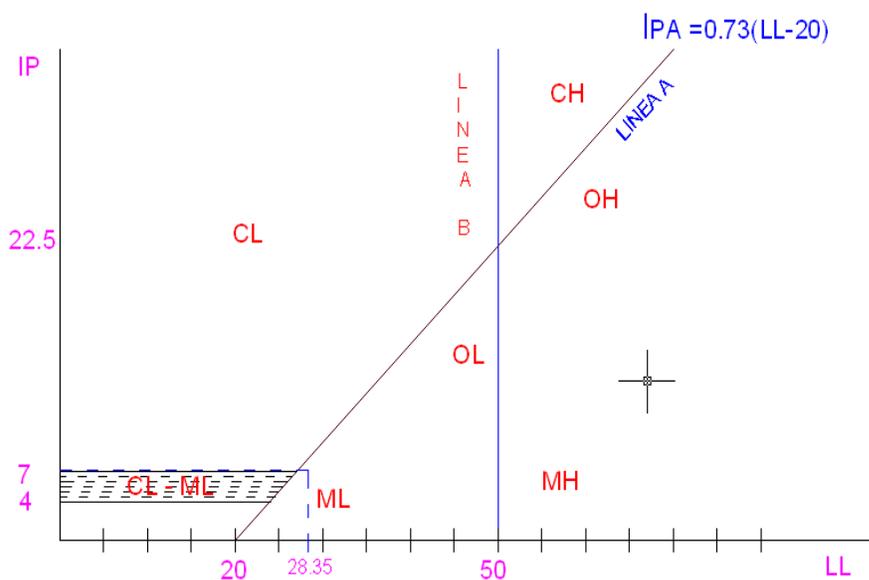
LL= Limite liquido

LP= Limite plástico

Carta de plasticidad

$$IP_A = 0.73 (LL - 20)$$

Figura 18. Carta de plasticidad



Fuente: Elaboración propia

3.2.3. Clasificación de suelos

En la actualidad los sistemas más utilizados para la clasificación de los suelos, en estudios para diseño de carretera son el de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el Unified Soil Classification System, conocido como Sistema Unificado de clasificación de suelos (S. U. C. S).

3.2.3.1. Clasificación según AASHTO

La clasificación de las muestras tomadas de los diferentes puntos a lo largo del camino se la realiza por separado bajo la tabla de clasificación de la AASTHO, en la función a la granulometría, límite líquido y al índice de plasticidad dando como resultado lo siguiente:

$$IG = (P - 35) * [0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(F - 15) * (IP - 10)$$

Donde:

F = % Pasante N° 200 (Numero redondo).

Si IG = Es negativo reportar = 0.

IG → Siempre es número redondo.

El índice de grupo es útil para determinar la calidad relativa del suelo como material de construcción.

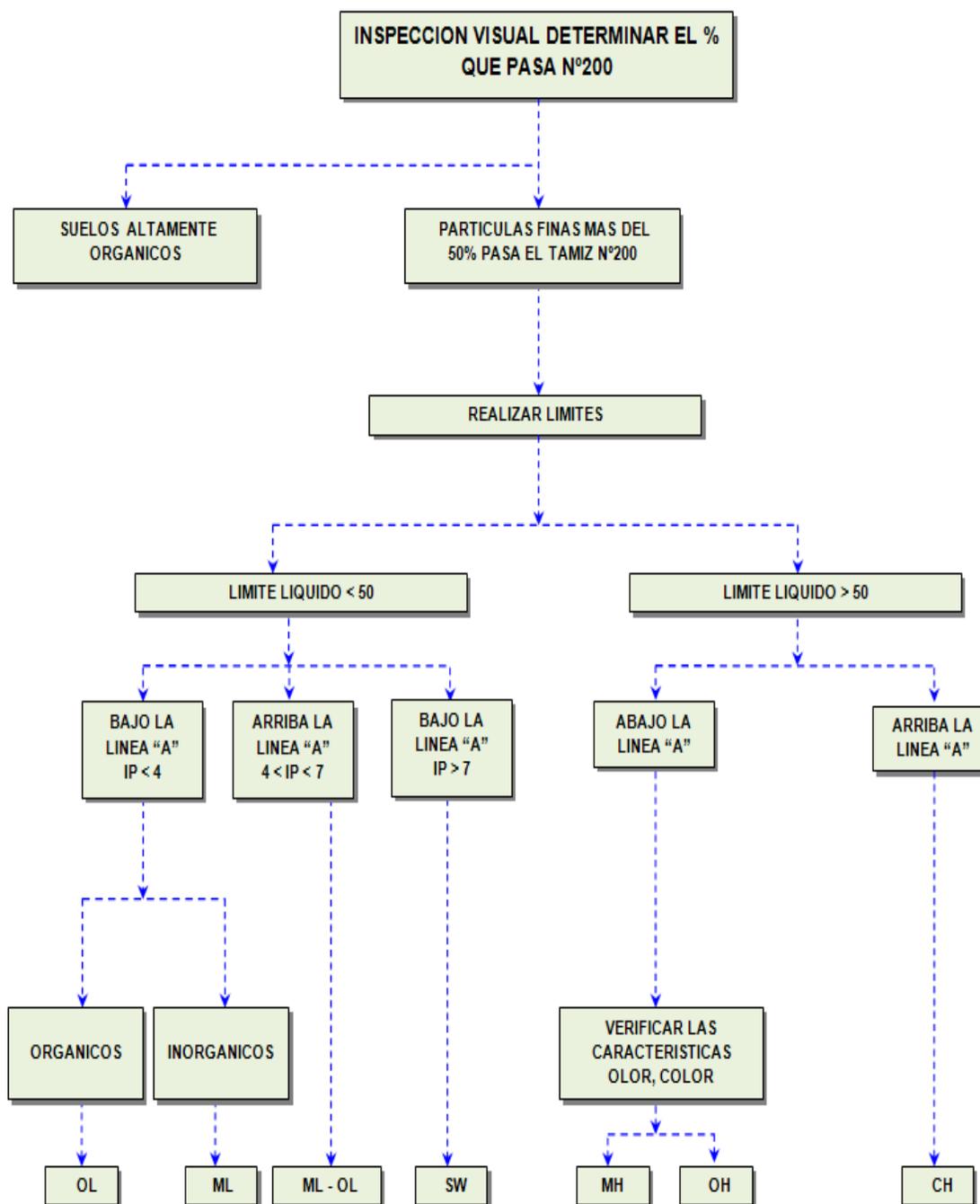
La clasificación de los suelos según el método AASHTO, se encuentra en ANEXOS (Estudio de Suelos).

3.2.3.2. Clasificación según SUCS

La clasificación se realizó en base a la tabla que este método proporciona la que se encuentra en ANEXOS. Se basa en la granulometría, Límite Líquido y el índice de Plasticidad del suelo.

La clasificación de los suelos según el método SUCS, se encuentra en ANEXOS.

Figura 20. Clasificación SUCS (Suelos finos)



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.4 Comparación con clasificación SUCS

Clasif. AASHTO	Comparación con clasificación SUCS		
	Más Probable	Posible	Posible pero improbable
A-1-a	GW, GP	SW, SP	GM, SM
A-1-b	SW, SP, GM, SM	GP	-
A-3	SP	-	SW, GP
A-2-4	GM, SM	GC, SC	GW, GP, SW, SP
A-2-5	GM, SM	-	GW, GP, SW, SP
A-2-6	GC, SC	GM, SM	GW, GP, SW, SP
A-2-7	GM, GC, SM, SC	-	GW, GP, SW, SP
A-4	ML, OL	CL, SM, SC	GM, GC
A-5	OH, MH, ML, OL	-	SM, GM
A-6	CL	ML, OL, SC	GC, GM, SM
A-7-5	OH, MH	ML, OL, CH	GM, SM, GC, SC
A-7-6	CH, CL	ML, OL, SC	OH, MH, GC, GM, SM

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.5 Comparación con clasificación AASHTO

Clasif. SUCS	Comparación con clasificación AASHTO		
	Más Probable	Posible	Posible pero improbable
GW	A-1-a	-	A-2-4,A-2-5,A-2-6,A-2-7
GP	A-1-a	A-1-b	A-3,A-2-4,A-2-5,A-2-6,A-2-7
GM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6	A-4, A-5, A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
GC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6	A-4, A-7-6, A-7-5
SW	A-1-b	A-1-a	A-3,A-2-4,A-2-5,A-2-6,A-2-7
SP	A-3, A-1-b	A-1-a	A-2-4,A-2-5,A-2-6,A-2-7
SM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6, A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
SC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6, A-4, A-7-6	A-7-5
ML	A-4, A-5	A-6, A-7-5	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.6 Clasificación AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares [35%, o menos, pasa el tamiz N° 200]							Materiales limo-arcillosos [más del 35% pasa el tamiz n° 200]				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
% que pasa el Tamiz												
N° 10 [2,000 mm]	50max		
N° 40 [0,425 mm]	30max	50max	51min		
N° 200 [0,075 mm]	15max	25max	10max	35max	35max	35max	35max	36min	36min	36 min		
Características del material que pasa el tamiz N° 40 :												
Límite Líquido		40max	40max	41 min	40max	41min	40max	41min	40max	41min	
Índice de Plasticidad	6max		N.P.	10max	10max	11min	11min	10max	10max	11min	11min *	
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4max	4max	8max	12max	16max	20max	
Tipos de Materiales	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena Fina	Grava Arena Limosas y Arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos		
Terreno de Fundación	Excelente - Bueno							Regular - Malo				
- El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5, es igual, o menor, a LL - 30												
- El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6, es mayor que LL - 30												

Fuente: Elaboración propia

3.2.4. Ensayo de densidad y compactación

Para la preparación del material fue, necesario realizar una compensación del mismo entre los tamices de ¾” y N° 4, con el objetivo de extraer el material grueso y densificar más el material. Para estas muestras se empleó un molde de metal (Proctor Modificado T-180), estructurado por cinco capas y en cada una de ellas se aplicaron 56 golpes, tanteando una división de altura del molde en cinco partes iguales para la respectiva compactación.

Por otro lado, se controlaron los valores de contenido de humedad de cada muestra ensayada y además el peso del molde más muestra húmeda después de realizar el proceso de compactación. Se trituraron los terrones para facilitar el manipuleo del material y así evitar problemas respecto a la homogenización de la humedad del material provocado por la presencia de grumos o terrones.

El peso del suelo seco es obtenido a través de la siguiente ecuación

$$W_{SS} = \frac{W_{SH}}{(100 + W)} * 100$$

Donde:

W_{SS} = Peso del suelo seco (kg)

W_{SH} = Peso del suelo húmedo (kg)

W = Contenido de humedad (%)

Densidad del suelo seco

$$\gamma_D = \frac{W_{SS}}{V}$$

Donde:

γ_D = Densidad del suelo seco (kg/cm³)

W_{SS} = Peso de suelo seco (kg)

V = Volumen de la muestra (cm³)

Los resultados de la compactación se encuentran en la parte de ANEXOS.

3.2.5. Ensayo de capacidad soporte CBR

Esta práctica se inició preparando muestras de 6000 gramos, a las cuales se les agregó agua en cantidad suficiente para llegar a obtener el contenido de humedad óptimo. Posteriormente, se pasó al proceso de compactación por medio del molde cilíndrico de base perforada. Luego de realizar la compactación de las pruebas aplicando en cada molde 12, 25 y 56 golpes, se sumergió cada molde en agua, durante el lapso de tiempo de 4 días, midiendo la expansión que presentaban los mismos.

Al cuarto día de haber sumergido el material, se retiró el mismo y se procedió a drenarla de forma inclinada para luego colocar el molde en la prensa y asentar el pistón de penetración sobre el espécimen. Luego se hizo lectura de las cargas necesarias para que la aguja penetrara a distintas profundidades ya instituidas, y posteriormente soltar la carga y retirar el molde y finalmente a pesar el molde más la muestra húmeda.

Figura 21. Disco espaciador y papel filtro dentro del molde



Fuente: Elaboración propia

Figura 22. Peso del molde más suelo compactado



Fuente: Elaboración propia

Figura 23. Inmersión de molde y colocación de trípode de deformación



Fuente: Elaboración propia

Figura 24. Penetración CBR



Fuente: Elaboración propia

CÁLCULOS

Área del molde

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Donde:

A= Área del molde (m²)

D= Diámetro del molde (m)

Volumen del molde

$$V = A * H$$

Donde:

V= Volumen del molde (m³)

H= Altura del molde (m)

Porcentaje de Humedad

$$w(\%) = \frac{W_h - W_s}{W_s - W_r} * 100$$

Donde:

W_r= Masa del recipiente (gr)

W_h= Masa de recipiente + suelo húmedo (gr)

W_s= Masa de recipiente + suelo seco (gr)

Densidad Húmeda

$$\rho_{hum} = \frac{W_{hum}}{V}$$

Donde:

ρ_{hum}= Densidad húmeda (gr/cm³)

W_{hum}= Peso de la muestra húmeda (gr)

V= Volumen del molde (cm³)

Densidad Seca

$$\rho_s = \frac{\rho_{hum}}{1 + W}$$

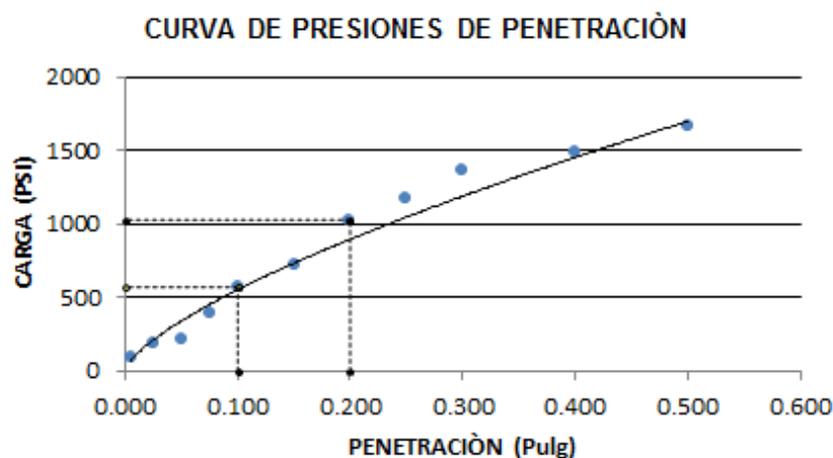
Donde:

ρ_s = Densidad seca (gr/cm³)

w = Porcentaje de humedad (%)

Curva carga vs penetración

Figura 25. Curva de presiones de penetración



Fuente: Elaboración propia

Cuando la parte inicial de la gráfica se presente cóncava hacia arriba, se debe trazar una tangente a la curva en el punto de inflexión, prolongándolo hasta el eje de las abscisas y cuyo punto se tomará como el nuevo origen.

CBR a 0,1'' y 0,20'' de penetración:

$$CBR = \frac{\text{esfuerzo en el suelo patron}}{\text{esfuerzo en el suelo patron}}$$

$$CBR\ 0.1'' = \frac{\text{Carga en PSI}}{1000} * 100$$

$$CBR\ 0.2'' = \frac{\text{Carga en PSI}}{1500} * 100$$

Porcentaje de expansión

$$\%expansión = \frac{L_o - L_f}{H}$$

Donde:

L_o = Lectura Inicial

L_f = Lectura final

H = Altura del espécimen

3.2.6. Bancos de préstamo

Los bancos de materiales a utilizarse como fuentes de explotación para la obtención de materiales destinados a cubrir las demandas necesarias en la construcción de las capas base y sub-base, como también para los agregados del pavimento, estos deben encontrarse cercanas al área de influencia del proyecto.

Ubicación de los bancos de préstamo

El trabajo de campo consistió en localizar los bancos de préstamo más cercanos y con mejores características, con el fin de reducir costos y dar calidad a la construcción de la carretera los materiales provenientes de las fuentes de préstamo deben presentar características uniformes.

Las especificaciones de calidad para los materiales de capa base y de sub base, se extrajeron de las "Standard Specifications for Construction of Roads and Bridges on Federal Highway" de AASHTO.

A continuación, se presenta un detalle de la ubicación del Banco de préstamo del proyecto en estudio sobre el tramo para la progresiva 0+000 km 6+428,90 km:

Tabla 3.7 Ubicación bancos de préstamo

Nombre	Coordenadas geográficas		
	Norte	Este	Progresiva
BP - 1	7605965	380589	4+000

Fuente: Elaboración propia

Figura 26. Identificación de bancos de préstamo



Fuente: Elaboración propia

3.2.7. Materiales para capa del pavimento afirmado

Los agregados para la construcción del afirmado deberán ajustarse a alguna de las siguientes franjas granulométricas:

Tabla 3.8 Características para un buen Banco de Préstamo

Tamiz	Porcentaje que pasa	
	A-1	A-2
50 mm (2")	100	---
37.5 mm (1½")	100	---
25 mm (1")	90 - 100	100
19 mm (¾")	65 - 100	80 – 100
9.5 mm (3/8")	45 - 80	65 – 100
4.75 mm (N° 4)	30 - 65	50 – 85
2.0 mm (N° 10)	22 - 52	33 – 67
4.25 um (N° 40)	15 - 35	20 – 45
75 um (N° 200)	5 - 20	5 – 20

Fuente: AASHTO M – 147

Además, deberán satisfacer los siguientes requisitos de calidad:

- Desgaste Los Ángeles= 50% máx. (MTC E 207)

- Límite líquido= 35% máx. (MTC E 110)
- Índice de plasticidad= 4 - 9 (MTC E 111)
- CBR (1) = 40% mín. (MTC E 132)
- Equivalente de arena= 20% mín (MTC E 114)
- Referido al 100% de la máxima densidad seca y una penetración de carga de 0,1" (2,5 mm)

Tabla 3.9 Resumen del estudio geotécnico

Prog.	Profundidad	Clasif. AASHTO	I.G.	Proctor t-180		C.B.R.		
	(m)			D max	H.opt.	100%	97%	95%
0+000	0.00 - 0.80	A - 1	1	2,061	9,20	59,33	56,11	52,89
0+500	0.00 - 0.80	A - 6	3	2,179	6.9	57,46	54,62	51,79
0+980	0.00 - 0.80	A - 6	4	2,132	7,80	27,05	25,12	23,19
1+480	0.00 - 0.80	A - 6	2	2,070	8,70	52,25	49,31	46,38
1+980	0.00 - 0.80	A - 1	2	1,960	10,50	65,89	60,94	55,99
2+480	0.00 - 0.80	A - 1	2	2,137	7,50	51,77	47,18	42,59
2+980	0.00 - 0.80	A - 1	2	2,222	7,40	61,36	56,47	51,58
3+480	0.00 - 0.80	A - 1	2	2,051	10,50	43,13	40,92	38,71
3+980	0.00 - 0.80	A - 6	2	1,914	12,00	60,32	56,32	52,32
4+480	0.00 - 0.80	A - 6	4	2,083	10,3	61,36	56,47	51,58
4+980	0.00 - 0.80	A - 4	2	1,881	12,90	61,36	56,47	51,58
5+480	0.00 - 0.80	A - 4	3	1,450	26,60	32,52	31,20	29,89
5+980	0.00 - 0.80	A - 4	3	1,808	15,20	45,16	42,22	39,28
6+430	0.00 - 0.80	A - 4	3	2,069	8,69	59,69	55,84	51,98

Fuente: Elaboración propia

3.3. ESTUDIO DE TRÁNSITO VEHICULAR

Es la parte de la ingeniería de transporte que tiene como objetivo la circulación de vehículos y mercadería de manera rápida, segura y económica.

Las principales actividades de la ingeniería de tránsito son:

- Resolver Problemas cuando se planea o proyectan Redes viales
- Resolver Problemas actuales o previsibles a corto plazo

En el método AASHTO los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil.

El tránsito está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes, y a los efectos de cálculo, se las transforma en número equivalente de ejes tipo de 80 KN o 18 Kips que se denomina ESAL`s.

Como parte de los estudios de soporte para la elaboración del Camino Quebrada de las Vacas – Salinas proyecto a estudio de 6 km de longitud de dicho camino, se presenta a continuación el “Estudio de Tráfico”, documento que tiene el propósito fundamental de determinar en Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA), composición vehicular, tiempos de viaje, así como la determinación del tráfico futuro considerando el tránsito normal, derivado y generado.

3.3.1. Metodología

El trabajo realizado se ha orientado en obtener información a través del desarrollo de un “Análisis de Origen – Destino” y “Aforo Volumétrico” para obtener información general y específica por cada estación de aforo volumétrico.

Se establecieron dos (2) puntos de aforo volumétrico:

- Estación Qda. De las Vacas: En la que se permite establecer el origen - destino y tiempos de viaje por tipo de motorizado.
- Estación Final Tramo: En este punto se determinaron origen – destino por tipo de motorizado.

Para obtener resultados confiables se han realizado los trabajos de aforo vehicular en 7 días continuos, durante las horas pico para aforos y todo el día en encuestas.

3.3.2. Equipo empleado

El equipo empleado durante la elaboración del presente estudio es el siguiente:

- Libretas de registro o planillas.
- Otros (Computadora personal, etc.).

3.3.3. 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.

Según el servicio nacional de caminos (S.N.C.) los vehículos del país se clasifican en 4 grandes grupos detalladas en la tabla 3.10.

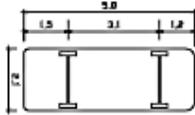
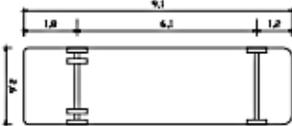
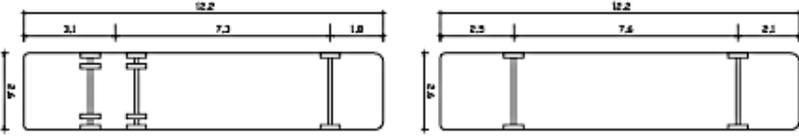
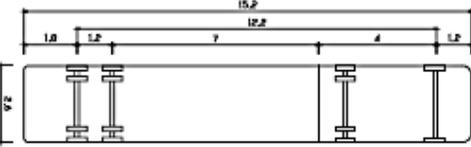
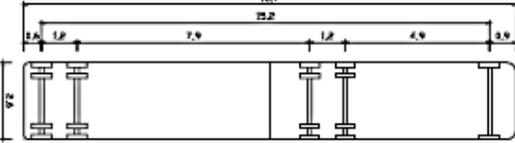
Tabla 3.10 Clasificación vehículos según el Servicio Nacional de Caminos (SNC)

Grupo de clasificación	Características del vehículo	Ancho total (m)	Largo total (m)	Radio mínimo de la rueda externa delantera (m)	Radio mínimo de la rueda externa trasera (m)	Detalles
VP	Automóviles	2,10	5,80	7,30	4,70	Vehículos livianos como automóviles, camionetas, vagonetas, minibuses, etc.
CO	Autobuses y camiones	2,60	9,10	12,80	8,70	Vehículos comerciales de dos ejes, comprenden a camiones y autobuses comerciales, normalmente de dos ejes y 6 ruedas.
O	Autobuses interurbanos	2,60	12,20	12,80	7,10	Automóviles y camiones de mayores dimensiones. Los autobuses empleados generalmente para viajes de largas distancias y turismo. Estos vehículos son de mayor longitud que las CO y pueden contar con 3 ejes.
SR	Camión semi – remolque	2,60	16,80	13,70	6,00	Vehículo comercial articulado, compuesto normalmente de una unidad tractora y un semiremolque o remolque

Fuente: Servicio Nacional de Caminos (S.N.C.) ahora llamado A.B.C.

Fuente: Servicio Nacional de Caminos (S.N.C.) ahora llamado A.B.C.

3.3.4. Esquema de vehículos según norma de diseño.

AUTOMOVIL (VP)	
CAMION DE DOSEJES (CO)	
BUS INTERURBANO (O)	
CAMION SEMIREMOLQUE (SR)	
CAMION SEMIREMOLQUE (SR)	

Fuente: Servicio Nacional de Caminos (S.N.C.)

3.3.5. Promedio por tipo de Vehículo

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.

3.3.6. Conversión de Tránsito en ESAL's

Las diferentes cargas actuantes sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones en el mismo, como también los espesores de pavimentos y diferentes materiales responden de diferente manera a una misma carga así también las fallas serán distintas.

Para tener en cuenta esta diferencia, el tránsito es reducido a un número equivalente de ejes de una determinada que producirán el mismo daño que toda la composición de tránsito.

Esta carga tipo según AASHTO es de 80 KN ó 18 Kips. La conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga LEF (Load Equivalent Factor) o Factor equivalente de carga.

3.3.7. Determinación del tráfico promedio diario anual “TPDA”

Es el tráfico normal que son los estudios de intensidad del tránsito, estos se realizaron mediante aforos para conocer el número de vehículos que se desplazan entre “Entre Ríos y Quebrada de las Vacas - Salinas”, que sirvieron de base para determinar las estimaciones del tráfico promedio diario a considerar para el diseño de la vía en el tramo del camino Quebrada de las Vacas - Salinas.

3.3.8. Proyección de tráfico

La parte fundamental de un estudio de tráfico consiste en la estimación de volúmenes futuros, esta estimación no es tarea fácil debido a la incertidumbre respecto a los cambios en la economía de un país y los cambios en los precios de mercancías originando cambios en la demanda de transporte.

La información recopilada permitió efectuar el procesamiento y el análisis de la demanda, o más concretamente el análisis y cuantificación del tráfico vehicular futuro para el periodo de vida útil de la carretera 10 años.

Se refiere al incremento del volumen debido al aumento normal del uso de vehículos de acuerdo al tiempo de estudio.

Para la proyección del tráfico usamos el método de crecimiento aritmético:

Método Crecimiento Aritmético

$$TPDf = TPD_o \left(1 + i * \frac{t}{100} \right)$$

Las variables son tiempo “t” en años, índice de crecimiento “i” en % y el tráfico promedio diario “TPD”.

El índice de crecimiento del parque automotor fue calculado de los registros del R.U.A.T. (Registro Único para la Administración Tributaria Municipal)

3.3.9. Tráfico generado

El mejoramiento de un camino determinado ocasiona el surgimiento del denominado tráfico generado, el cual se produce fundamentalmente por la reducción de los costos del transporte, disminución del tiempo de viaje, aumento de la comodidad, confort o seguridad en el viaje.

Se prevé que el tráfico vehicular generado para el tramo será de 4.3%, el cual será aplicado a todo el tráfico normal considerándose como un valor aceptable ya que se trata de un camino que va a aumentar el flujo de vehículos a la zona turística.

Tráfico generado = 4,3 % (Tráfico normal)

3.3.10. Tráfico inducido

El tráfico inducido se produce cuando existen rutas paralelas. Por ello, la pavimentación de una carretera puede atraer el tráfico de una ruta paralela, debido a las mayores velocidades que se imprimen en carreteras pavimentadas.

En caso de nuestro proyecto el tráfico inducido proviene de la ruta que conecta Quebrada de las Vacas - Salinas, en la misma se desarrolla un movimiento tipo comercial y turístico.

Para la determinación de ese tráfico se asumirá un valor del 5% del tráfico normal.

Tráfico inducido = 5 % (Tráfico normal)

3.3.11. Tránsito futuro

El pronóstico del volumen de tránsito futuro, referido al TPDA del proyecto, deberá basarse en los incrementos de tránsito que se espera que utilicen el camino mejorado. Lo cual influye el crecimiento normal del tránsito (CNT), el tráfico inducido (TI) y el generado (TG)

$$Tf = CNT + TI + TG$$

Tabla 3.11 Resumen total del aforo vehicular

Fecha	Código	1	2	3	Mb	B2	B3	C2m	C2	C3	Csr	Cr	12
	Día												
11/11/19	Lunes	55	28	48	45	3	8	15	25	15	2	1	6
12/11/19	Martes	86	34	56	32	3	4	26	36	22	3	0	9
13/11/19	Miércoles	74	38	75	45	5	9	29	48	18	1	1	4
14/11/19	Jueves	79	45	63	18	8	7	35	25	21	1	1	11
15/11/19	Viernes	36	52	43	22	15	6	32	89	16	5	2	9
16/11/19	Sábado	89	15	49	19	3	3	45	12	14	3	1	9
17/11/19	Domingo	105	26	120	33	11	5	26	35	11	2	1	5
Total		524	238	454	214	48	42	208	270	117	17	7	53

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.12 Número total de ejes simples equivalentes (Esal's)

Vehículos código	Tpda	Fd	Fc	Fc	Td	Esal's	Factor camión	Esal's
1	297	0,5	1	19930	2959599,2	606,48	0,48	1433884,53
2	143	0,5	1	19930	1424992,2	292,01	0,48	690388,85
3	260	0,5	1	19930	2590894,9	530,93	0,48	1255252,45
MB	134	0,5	1	19930	1335307,4	176455,53	0,48	646937,80
B2	43	0,5	1	19930	428494,2	726133,06	0,48	207599,44
B3	40	0,5	1	19930	398599,2	357696,17	0,48	193115,76
C2m	133	0,5	1	19930	1325342,4	175138,70	0,48	642109,91
C2	163	0,5	1	19930	1624291,8	1698456,99	0,48	786946,73
C3	83	0,5	1	19930	827093,4	1368717,97	0,48	400715,21
CSR	31	0,5	1	19930	308914,4	771069,80	0,48	149664,72
CR	27	0,5	1	19930	269054,5	842963,81	0,48	130353,14
12	46	0,5	1	19930	458389,1	640990,24	0,48	222083,13
				TOTAL	13950973	6759051,7		6759051,68
ESAL's diseño=		3379526		Ejes equivalentes de 18kips ó 8.2Ton				

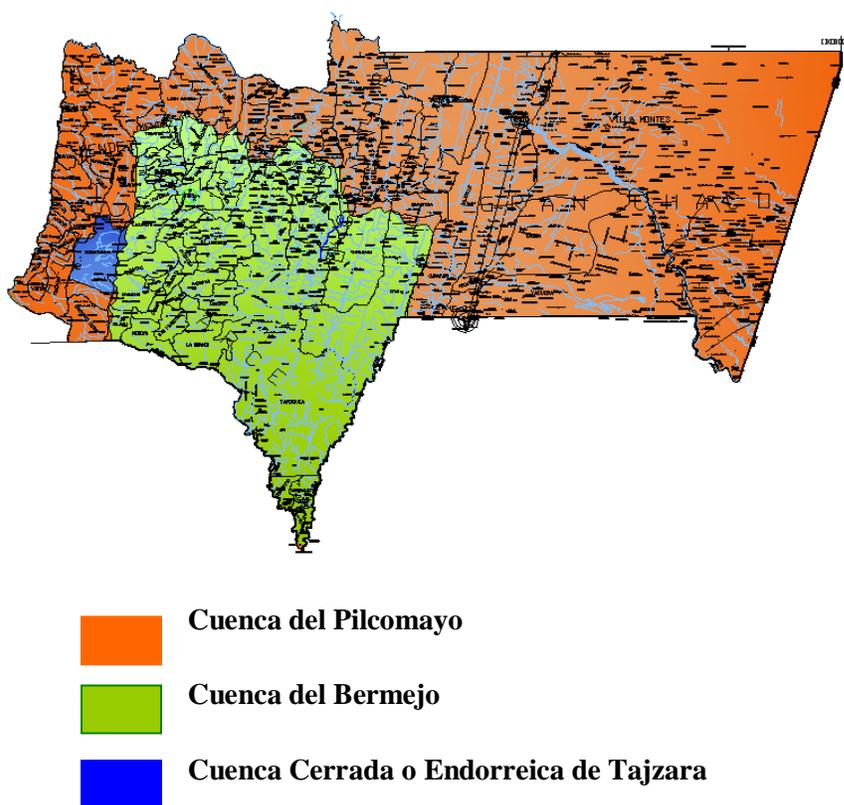
Fuente: Elaboración propia

3.4. ESTUDIO HIDROLÓGICO

La principal fuente de información climatológica en el país, es el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), Institución encargada del registro de todos los datos climatológicos e hidrológicos del país.

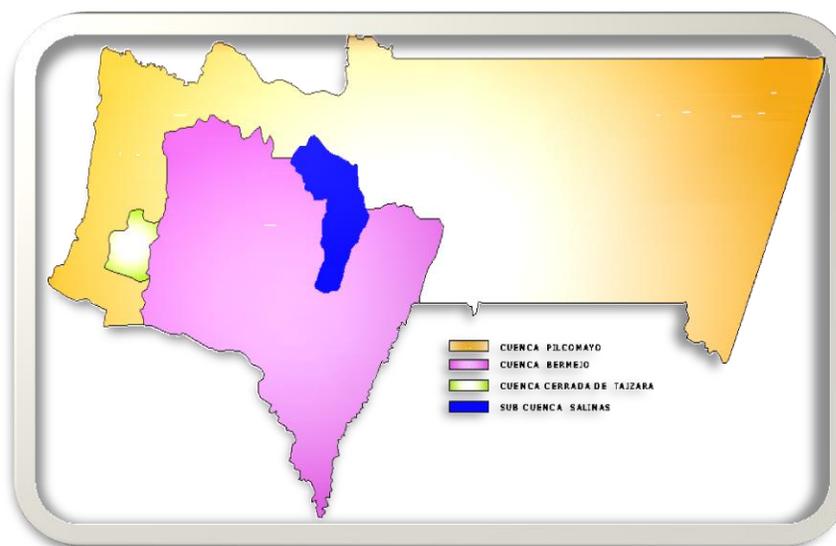
La zona del proyecto ubicada en la región Sub Andina de la Provincia O'Connor del departamento de Tarija, en el valle del río Salinas, pertenece a la Sub Cuenca del río Tarija, principal afluente de la Cuenca del Bermejo, que a su vez aporta sus aguas a la Cuenca del Plata.

Figura 27. Cuencas departamento de Tarija



Fuente: Elaboración propia

Figura 28. Sub cuenca del rio Salinas



Fuente: Elaboración propia

3.4.1. Información Pluviométrica

Se han considerado y analizado las series históricas registradas en las estaciones de medidas ubicadas en una amplia zona alrededor del área del Proyecto (Ver ANexos). Se dispone de las series históricas de precipitación mensual y anual de las diferentes estaciones a tomar en cuenta, así como también la principal que sería la del Aeropuerto ubicado en la Ciudad de Tarija.

Tabla 3.13 Parámetros estadísticos de las series de lluvias anuales

Nombre	Tipo de estación	Años reportados	Coord. Geográficas		Coord. Utm wgs-84		
			Lat	Long	Z	N	E
Entre ríos	Pluviométrica	1974 - 2003	21° 30'	64° 10' 14" W	1260	7621722	378752
Salinas	Pluviométrica	1973 -	21°	64° 13'	1096	7592401	372825
Fuente: Datos Meteorológicos SENAMHI							

3.4.2. Determinación de parámetros estadísticos

Los parámetros estadísticos para el análisis hidrológico son los siguientes

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

$$\bar{ht} = \frac{\sum_i^n ht_i}{n}$$

Donde:

\bar{ht} = Precipitación promedio anual en (mm)

ht = Precipitación máxima anual en (mm)

n = Número de años, correspondiente al periodo.

Desviación típica. - Asimismo, para cada serie fue estimada la desviación standard.

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

Donde:

Sd = Desviación típica en (mm)

\bar{ht} = Precipitación promedio anual en (mm)

h = Precipitación máxima anual en (mm)

n = Número de años, correspondiente al periodo

Moda. - También conocido como valor modal:

$$Ed = \bar{ht} - 0.45 * Sd\{ht\}$$

Donde:

Ed = Moda (mm)

ht = Precipitación promedio anual en (mm)

Sd = Desviación típica en (mm)

Parámetro característico. Este parámetro fue calculado para las diferentes estaciones analizadas para las series de valores máximos en 24 horas.

Este parámetro caracteriza a una zona de igual clima, es decir que debe ser único y constante para el área de influencia hidrológica de la estación. Según la teoría probabilística este parámetro varía generalmente entre 0,5 y 1,5.

$$kt = \frac{Sd\{ht\}}{0.557 * Ed}$$

Donde:

K = Característica

Sd = Desviación típica en (mm)

Ed = Moda (mm)

Moda ponderada:

$$E_d = \frac{E_{t1} \cdot N_1 + E_{t2} \cdot N_2}{N_1 + N_2}$$

Donde:

Ed = Moda de cada estación (mm)

N = Número de datos de cada estación

Característica ponderada:

$$K_p = \frac{K_{t1} \cdot N_1 + K_{t2} \cdot N_2}{N_1 + N_2}$$

Donde:

K = Característica de cada estación

N = Numero de datos de cada estación

3.4.3. Cálculo de alturas de precipitación máxima diaria

Para el cómputo de las precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno se utiliza la Ley de Gumbell.

$$HdT = Ed(1 + Kd * \text{Log}T)$$

Donde:

hdT = Lluvia máxima diaria para un periodo de retorno (mm)

E_d = Moda (mm).

K_d = Característica de la distribución.

T = Periodo de retorno (años)

Tabla 3.14 Intensidades de precipitación (valores ajustados)

Intensidades de precipitación (valores ajustados)										
Periodo de Retorno (T)	Intensidades (mm/h)									
	0,25	0,5	1	2	4	6	8	10	12	24
5	170,79	94,49	52,28	28,92	16,00	11,32	8,85	7,32	6,26	3,46
10	185,58	103,67	57,92	32,35	18,07	12,86	10,10	8,37	7,18	4,01
20	209,12	116,66	65,08	36,31	20,25	14,40	11,30	9,36	8,03	4,48
25	217,50	121,17	67,50	37,61	20,95	14,88	11,67	9,67	8,29	4,62
50	242,86	134,92	74,96	41,64	23,13	16,40	12,85	10,64	9,11	5,06
100	268,30	148,64	82,35	45,62	25,28	17,89	14,00	11,58	9,91	5,49

Fuente: Elaboración propia

3.4.4. Cálculo de alturas de precipitación máxima horaria

Se emplea la siguiente fórmula para el cálculo de las alturas de precipitación máxima horaria.

$$htT = E_{dp} * \left(\frac{t_c}{\alpha}\right)^\beta * (1 + K_{dp} * \text{Log}T)$$

Donde:

E_{dp} = Moda ponderada, la cual se adquiere de las precipitaciones máximas en 24 hrs. de las estaciones climatológicas estudiadas.

t_c = Tiempo de concentración (hrs).

T = Periodo de Retorno (años).

K_{dp} = Característica Ponderada.

β = entre 0,2 o 0,3

3.4.5. Periodo de retorno

El periodo de retorno, es uno de los parámetros más importantes dentro del diseño de drenaje, su correcta elección o determinación contribuye de manera directa en el funcionamiento adecuado de las obras a proyectarse.

Los periodos de retorno elegidos son:

Tabla 3.15 Elección de periodo de retorno

Tipo de obra	Periodo de retorno T (años)
Drenaje de plataforma	5
Alcantarilla Menor	10
Alcantarilla Mayor	25
Puentes	50

Fuente: Norma A.B.C.

Periodo de retorno para alcantarillas menores es de 10 años.

De acuerdo a las nuevas normas de la Administradora Boliviana de Carreteras el periodo de retorno asumido para puentes es de 100 años, con verificación para 200 años.

3.4.6. Intensidad máxima

La intensidad de la lluvia de diseño corresponde a aquella de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y de la frecuencia o período de retorno seleccionado para el diseño de la obra en cuestión.

Tabla 3.16 Resumen de intensidad con el caudal máxima

Cuenca 1 y Cuenca 2

T [años]	Cuenca 1	Cuenca 2
	Q _{máx} [m ³ /seg]	Q _{máx} [m ³ /seg]
5	45,62	146,88
10	49,43	171,90
20	57,98	225,28
25	64,79	269,30
50	71,63	314,62
100	45,62	146,88

Fuente: Elaboración propia

3.5. DISEÑO GEOMÉTRICO

El diseño geométrico de una carretera es el proceso de correlacionar sus elementos físicos tales como: alineamientos, pendientes, distancias de visibilidad, peralte, ancho de carril, con las características de operación, facilidades de frenado, aceleración, condiciones de seguridad, etc. En tal sentido, el diseño geométrico abarca el diseño de todos los aspectos de una carretera, excepto lo referente a los elementos estructurales.

Los criterios para el diseño geométrico de las carreteras se basan en las características de los vehículos, donde están cambian cada año a año, en tanto las carreteras lo hacen lentamente. Las características geométricas que deben considerarse en todo diseño de carreteras son: Trazado en Planta, Trazado en Perfil y Secciones Transversales.

3.5.1. Introducción

El diseño geométrico de una carretera es el proceso de correlacionar sus elementos físicos tales como: alineamientos, pendientes, distancias de visibilidad, peralte, ancho de carril, con las características de operación, facilidades de frenado, aceleración, condiciones de seguridad, etc. En tal sentido, el diseño geométrico abarca el diseño de todos los aspectos de una carretera, excepto lo referente a los elementos estructurales.

Los criterios para el diseño geométrico de las carreteras se basan en las características de los vehículos, donde están cambian cada año a año, en tanto las carreteras lo hacen lentamente. Las características geométricas que deben considerarse en todo diseño de carreteras son: Trazado en Planta, Trazado en Perfil y Secciones Transversales.

3.5.2. Selección de carreteras

De acuerdo con la norma de la ADMINISTRADORA BOLIVIANA DE CARRETERAS. Una carretera es una vía de transporte destinada fundamentalmente a servir al tránsito de paso, a dar acceso a las propiedades colindantes o bien a dar un servicio que sea combinación de ambas posibilidades.

3.5.3. Criterios para definir una carretera

Los criterios para definir la característica de una carretera o camino son los siguientes:

- Funciones de las carreteras o caminos
- Demanda horaria de tránsito

- Conceptos relativos a velocidad en el diseño vial
- Controles de acceso
- Característica de los vehículos
- Facilidades para los peatones
- Capacidad y nivel de servicio

a) Funciones de las carreteras o caminos

Carreteras

En este caso se requieren demandas de tránsito elevados, del orden de varios miles o decenas de miles de vehículo como promedio diario anual. Resulta indispensable restringir el acceso hacia o desde las propiedades colindantes y dar un tratamiento especial al cruce de la carretera con otras vías de tránsito, normalmente este tipo de carretera está destinada a viaje largo y su importancia es de orden nacional o al menos interregional, el porcentaje de Kilómetros respecto del total de la red es bajo. Estas corresponden a la categoría que se incluye en el sistema de clasificación funcional para diseño bajo la denominación de Autopista, Autorrutas y Carreteras primarias.

Caminos

En este caso su función es dar acceso a las propiedades colindantes, su zona de influencia es limitada y por ende los volúmenes de tránsito que los solicitan no pasan de algunos cientos como promedio anual. La longitud de los viajes en este tipo de caminos suele ser cortos, ya que normalmente empalman con otras vías de categoría superior.

b) Capacidad y nivel de servicio

Capacidad de una Carretera o Camino

Se define como la intensidad máxima de vehículo que puede pasar por una sección de un camino, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito y del camino. Normalmente, se expresa como un volumen horario, cuyo valor no se puede sobrepasar a no ser que las condiciones prevalecientes cambien.

Nivel de Servicio

Es necesario, por lo tanto, que el volumen de demanda sea menor que la capacidad de la carretera, para que esta proporcione al usuario un nivel de servicio aceptable. La demanda máxima que permite un cierto nivel o calidad de servicio es lo que se define como volumen de servicio.

Tabla 3.17 Clasificación funcional para diseño de carreteras

Categoría		Sección transversal		Velocidades De proyecto (km/h)	Código Tipo
		Nº carriles	Nº calzadas		
Autopista	(O)	4 ó UD	2	120 – 100 – 80	A (n) – xx
Autorruta	(I.A)	4 ó UD	2	100 – 90 – 80	AR (n) – xx
Primario	(I.B)	4 ó UD	2 (1)	100 – 90 – 80	P (n) – xx
		2 BD	1	100 – 90 – 80	P (2) – xx
Colector	(II)	4 ó UD	2 (1)	80 – 70 – 60	C (n) – xx
		2 BD	1	80 – 70 – 60	C (2) – xx
Local	(III)	2 BD	1	70 – 60 – 50 – 40	L (2) – xx
Desarrollo	(IV)	2 BD	1	50 – 40 – 30*	D – xx
- UD: Unidireccionales		(n) Número Total de Carriles			
- BD: Bidireccionales		xx Velocidad de Proyecto (km/h)			
Fuente: A.B.C.		* Menor que 30 km/h en sectores puntuales conflictivos			

De acuerdo a lo establecido en las características básicas de diseño geométrico para la construcción de caminos de la Administradora Boliviana de Carreteras, el tramo se establece como un camino Categoría local (IV).

3.5.4. Sistema de clasificación de vías

Categoría de vía

De acuerdo con las características topográficas los terrenos se clasifican en:

Terreno Llano. - Está constituido por amplias extensiones libre de obstáculos, lo que permite seleccionar con libertad el emplazamiento del trazado.

El relieve puede incluir ondulaciones moderadas de la rasante para minimizar las alturas de cortes y terraplenes.

Terreno Ondulado. -Está constituido por un relieve con frecuentes cambios de cota.

El trazado en planta puede estar condicionado en buena medida por el relieve del terreno, con el objeto de evitar cortes y terraplenes.

Terreno Montañoso. - Está constituido por cordones montañosos, en las cuales el trazado salva desniveles considerables. En consecuencia, el empleo de elementos de características mínimas será más frecuente y obligado.

Las carreteras o caminos se clasifican es en seis categorías que se dividen en dos grupos:

Carreteras: **Autopista, Autorutas y Primarias**

Caminos: **Colectores, Locales y de Desarrollo**

Definición conceptual de las categorías:

Autopistas (O). - Son carreteras nacionales, destinadas a servir al tránsito de paso que se asocian longitudes de viaje considerables, en consecuencia, deberán diseñarse para velocidades de emplazamiento elevadas.

Autorrutas (I.A). - Son carreteras Nacionales a las que se les ha construido o se lo construirá una segunda calzada prácticamente paralela a la vía original. Normalmente se emplazan en corredores a lo largo de los cuales existen extensos tramos con desarrollo urbano, industrial o agrícola intensivo, muy próximo a la faja de carretera.

Carreteras Primarias (I.B). - Son carreteras nacionales o regionales, con volúmenes de demanda medios altos, que sirven al tránsito de paso con recorridos de mediana y larga distancia, pero que sirven también para un porcentaje importante de tránsito de corta distancia, en zonas densamente pobladas.

Caminos Colectores (II). - Son caminos que sirven tránsitos de mediana y corta distancia, a los cuales acceden numerosos caminos locales o de desarrollo.

Caminos Colectores (III). - Son caminos que se conectan a los caminos colectores. Están destinados a dar servicio preferentemente a la adyacente.

Caminos Locales (III). - Son caminos que se conectan a los caminos colectores. Están destinados a dar servicio preferentemente a la adyacente.

Caminos de desarrollo (IV). - Están destinados a conectar zonas aisladas y por ellas transitaran vehículos motorizados y vehículo a tracción animal. Su función principal la de posibilitar tránsito permanente aun cuando las velocidades sean reducidas, de hecho, las velocidades de proyecto podrán ser disminuidas en sectores conflictivos.

Cada categoría se subdivide según las velocidades de Proyecto consideradas al interior de la categoría. Las Velocidades de proyecto (V_p) más altas corresponden a trazados en terrenos llanos, las intermedias en terrenos ondulados y las más bajas a terreno montañoso o cuyo entorno presenta limitaciones severas para el trazado. El proyecto de Diseño de Ingeniería para el tramo Quebrada Las Vacas – Salinas Provincia Entere Ríos se contempla entre los caminos de Desarrollo.

Las velocidades referenciales de proyecto son:

Tabla 3.18 Velocidad de proyecto según el terreno

Categoría		Velocidad (km/h.)
Camino desarrollo	Llano a Ondulado medio	50-40
	Ondulado fuerte a montañoso	30

Fuente: Manual de Carreteras vol.1. Administradora Boliviana de Carreteras

El proyecto de Diseño de ingeniería para el tramo Quebrada Las Vacas – Salinas provincia entre ríos se clasifica como Camino de Desarrollo (IV), ya que conecta zonas aisladas y posibilitará el acceso a partir de carreteras adyacentes al proyecto. La velocidad de proyecto elegida es de 30 km/h de acuerdo a la topografía que presenta la zona.

3.5.5. Diseño geométrico del trazado

El diseño geométrico del trazado de una carretera es el proceso de relacionar los elementos físicos del camino con las características operacionales de la vía que se requiere implementar.

El elemento básico para tal definición es el eje de la vía, cuyas proyecciones en planta y elevación definen la planta y el alineamiento vertical respectivamente.

Los criterios para el diseño geométrico de las carreteras se basan en principios de la geometría y de la física, así como también las expresiones matemáticas según los requerimientos de diseño del proyecto y del Vehículo Tipo. Incluyen no solamente cálculo teórico, sino también resultados empíricos deducidos de observaciones y análisis del comportamiento de conductores, reacciones humanas y capacidad de las carreteras.

El diseño geométrico se hizo a través del programa AUTOCAD CIVIL 2019, de acuerdo a la norma de la A.B.C.

3.5.6. Velocidad directriz

La velocidad directriz es conocida también como la velocidad de diseño de la carretera, es la máxima velocidad segura a la que se puede transitar, sobre un camino bajo condiciones de tránsito previsto, con buen tiempo, con una buena habilidad de un conductor y con un vehículo en buenas condiciones.

La velocidad directriz es un factor de mucha importancia para el diseño geométrico de una carretera, ya que su valor determinado índice en el alineamiento horizontal y vertical de la misma. La elección de la velocidad directriz se la realiza en función de la categoría de la vía, del tráfico esperado en la vía y de las características topográficas predominantes en la carretera y en la región.

La velocidad directriz varía a lo largo del tramo del camino de acuerdo al diseño geométrico siendo la máxima de 30 km/h.

3.5.7. Visibilidad

En las carreteras, es fundamental que exista, tanto como en planta como en perfil, la visibilidad precisa para que el conductor del vehículo pueda ver delante de él a la distancia mínima necesaria para tomar con garantía las decisiones oportunas.

La distancia de visibilidad es la longitud continua del camino visible hacia adelante por el conductor que transita por él.

3.5.7.1. Distancia de visibilidad de parada o frenado (Df)

La distancia de visibilidad de frenado es la precisa para que el conductor de un vehículo, marchando la velocidad directriz, pueda detenerse antes de llegar a un objeto fijo en su línea de circulación; en ningún punto del camino la distancia de visibilidad debe ser menor que la distancia de frenado.

La distancia de visibilidad es la suma de dos distancias:

La distancia recorrida por el vehículo desde el momento que se hace visible el obstáculo hasta el instante en que se aplica los frenos. (d')

Distancia recorrida durante el tiempo de reacción

$$d_t = \frac{V * t}{3.6}$$

La distancia recorrida por el vehículo luego de aplicar los frenos y hasta el momento que se detiene totalmente. (d'')

Distancia recorrida durante el frenado

$$d' = \frac{V^2}{254(f_1 + i)}$$

Entonces:

Distancia mínima de frenado en horizontal

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

Donde:

Df = Distancia mínima de visibilidad para frenar [m]

V = Velocidad de proyecto [Km/h]

t = Tiempo de percepción y reacción igual a 2 seg.

f_1 = Coeficiente de fricción longitudinal máximo entre neumático y pavimento mojado
[adimensional]

i = Pendiente longitudinal de la carretera. Considerada como positiva en subida y negativa en bajada [m/m]

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

Tabla 3.19 Distancia mínima de frenado en horizontal

V	t	f ₁	dt	df	Df (m)	
(km/h)	(s)	-	(m)	(m)	dt + df	Adoptado
30	2	0.420	16.7	8.4	25.1	25
40	2	0.415	22.2	15.2	37.4	38
50	2	0.410	27.8	24.0	51.8	52
60	2	0.460	33.3	35.5	68.8	70
70	2	0.800	38.9	50.8	89.7	90
80	2	0.360	44.4	70.0	114.4	115
90	2	0.340	50.0	93.9	143.9	145
100	2	0.330	55.5	119.4	174.9	175
110	2	0.320	61.1	149.0	210.1	210
120	2	0.310	66.6	183.0	249.6	250
130	2	0.295	72.2	225.7	297.9	300

Fuente: Manual de Carreteras vol.1. Administradora Boliviana de Carreteras

La distancia de frenado adoptada es de 25 m, para la velocidad de proyecto de 30 km/h.

3.5.7.2. Distancia de visibilidad para sobrepaso (D_a)

La distancia de sobrepaso es la distancia necesaria o suficiente para que el conductor de un vehículo que va a velocidad de proyecto pueda adelantarse a otro, que circula por el

mismo carril a una velocidad menor, sin peligro de chocar con otro vehículo que venga en sentido contrario y que se haga visible al iniciarse la maniobra del paso

Se dice que en un determinado punto de una carretera hay visibilidad de sobrepaso cuando la visibilidad en dicho punto es suficiente para que el conductor de un vehículo que va a velocidad de proyecto pueda adelantarse a otro, que circula por el mismo carril a una velocidad menor, sin peligro de chocar con otro vehículo que venga en sentido contrario y que se haga visible al iniciarse la maniobra del paso.

Al calcular la distancia de visibilidad para sobrepasar en carreteras de dos carriles, se hacen las siguientes suposiciones con respecto al comportamiento del conductor:

El vehículo sobrepasado va a una velocidad uniforme (velocidad media de circulación), menor que la velocidad de proyecto.

El vehículo que sobrepasa tiene que reducir su velocidad a la que lleva el vehículo que es rebasado mientras recorre la parte del camino donde la distancia de visibilidad para sobrepasar no es segura.

Cuando se llega a la zona segura de sobrepaso, el conductor del vehículo que quiere sobrepasar requiere un corto periodo de tiempo para examinar la situación y decidir si es seguro el sobrepaso o si no lo es. Este periodo de tiempo se llama de percepción y reacción y varía entre dos y tres segundos.

Estas suposiciones no abarcan todas las formas de sobrepaso posibles, pero sí permiten una determinación satisfactoria de la distancia de visibilidad que requiere dicha operación.

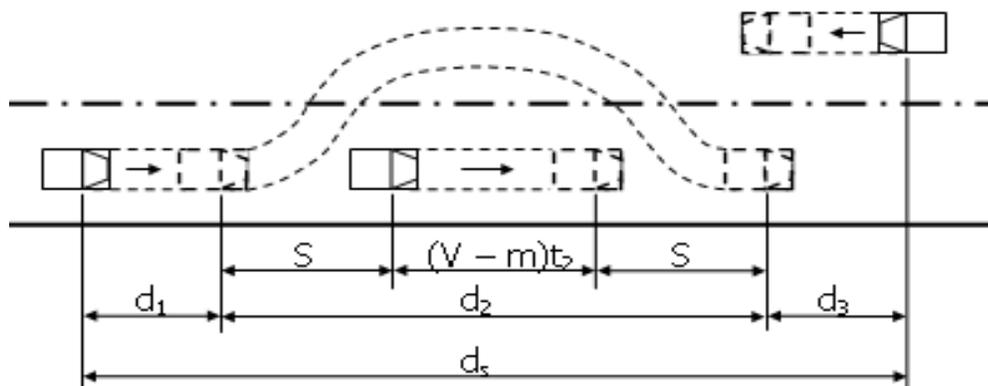
La forma de maniobra que se ha supuesto requiere por lo tanto la consideración de los tres elementos siguientes:

Distancia d_1 recorrida durante el tiempo de percepción y reacción.

Distancia d_2 recorrida por el vehículo que sobrepasa mientras realiza la operación de rebase.

Distancia d_3 recorrida por el vehículo que circula en sentido opuesto durante la operación de sobrepaso.

Figura 29. Esquema de una maniobra de sobrepaso



Fuente: Elaboración propia

Si se supone que el vehículo que sobrepasa, el cual llevaba velocidad de proyecto (V) ha reducido su velocidad hasta igualar la que lleva el vehículo sobrepasado, y que esta es de 15 Km/hr inferior a la velocidad de proyecto, o generalizando, m kilómetros por hora menor; el vehículo que sobrepasa, durante el tiempo de percepción y reacción ahora con una velocidad de $(V - m)$, recorre la distancia d_1 que es igual a:

Distancia recorrida durante el tiempo de percepción

$$d_1 = \frac{(V - m)}{3.6} t_1$$

Donde:

d_1 = Distancia recorrida durante el tiempo de percepción y reacción [m]

V = Velocidad de proyecto [Km/h]

m = Diferencia de velocidades entre los dos vehículos [Km/h]

t_1 = Tiempo de percepción y reacción para iniciar la maniobra, valor recomendable para diseño de 3 seg.

Se supone que esta distancia d_1 se recorre mientras el vehículo que sobrepasa se mantiene a una distancia S del que lo precede y se admite que esta distancia se calcula así:

Distancia mínima de seguridad entre los dos vehículos

$$S = 0.189 * (V - m) + 6$$

Donde:

S = Distancia mínima de seguridad entre los dos vehículos [m]

V = Velocidad de proyecto [Km/h]

m = Diferencia de velocidades entre los dos vehículos [Km/h]

Cuando se ha completado la maniobra de sobrepaso, el vehículo que lleva mayor velocidad habrá recorrido una distancia $2S$ mas, con relación al que lleva menor velocidad.

Durante la maniobra el de mayor velocidad ha estado acelerando, por lo tanto, el tiempo t_2 requerido, viene dado por la expresión:

Tiempo que tarda el vehículo en sobrepasar

$$t_2 = \sqrt{\frac{14.4 * S}{a}}$$

Donde:

t_2 = Tiempo en el cual el vehículo que sobrepasa tarda en recorrer la distancia d_2 [seg.]

S = Distancia mínima de seguridad entre los dos vehículos [m]

a = Aceleración del vehículo que sobrepasa durante la maniobra [Km/hr/seg.]

La distancia total de sobrepaso d_2 será aquella que recorre el vehículo que pasa con respecto al sobrepasado más la distancia recorrida por este último en el mismo tiempo:

Distancia recorrida por el vehículo que sobrepasa

$$d_2 = 2 * S + \frac{(V - m)}{3.6} * t_2$$

Donde:

d_2 = Distancia recorrida por el vehículo que sobrepasa mientras realiza la operación de rebase [m]

S = Distancia mínima de seguridad entre los dos vehículos [m]

V = Velocidad de proyecto [Km/hr]

m = Diferencia de velocidades entre los dos vehículos [Km/hr]

t_2 = Tiempo en el cual el vehículo que sobrepasa tarda en recorrer la distancia d_2 [seg.]

Se ha supuesto que, en el momento de iniciarse la maniobra de sobrepaso, aparece en sentido contrario un tercer vehículo circulando a la velocidad de proyecto V . Por lo tanto, la distancia recorrida por este vehículo será:

Distancia recorrida por el vehículo que circula en sentido opuesto

$$d_3 = \frac{V}{3.6} * t_2$$

Donde:

d_3 = Distancia recorrida por el vehículo que circula en sentido opuesto durante la operación de sobrepaso [m]

V = Velocidad de proyecto [Km/hr]

t_2 = Tiempo en el cual el vehículo del carril contrario tarda en recorrer la distancia d_2 [seg.]

En conclusión, la distancia mínima de visibilidad para sobrepasar a un vehículo es igual a la suma de las tres anteriores distancias denominadas d_1 , d_2 y d_3 ; por lo que es igual a:

Distancia mínima de visibilidad de sobrepaso

$$d_s = d_1 + d_2 + d_3$$

$$d_s = \frac{(V - m)}{3.6} t_1 + 2 * S + \frac{(V - m)}{3.6} * t_2 + \frac{V}{3.6} * t_2$$

Donde:

d_s = Distancia mínima de visibilidad de sobrepaso [m]

V = Velocidad de proyecto [Km/hr]

m = Diferencia de velocidades entre los dos vehículos [Km/hr]

t_1 = Tiempo de percepción y reacción para iniciar la maniobra [seg.]

S = Distancia mínima de seguridad entre los dos vehículos [m]

t_2 = Tiempo en el cual el vehículo que sobrepasa tarda en recorrer la distancia d_2 ,

mismo en el cual el vehículo del carril contrario tarda en recorrer la distancia d_3 [seg.]

La distancia mínima de visibilidad de sobrepaso está condicionada técnica y económicamente por las características topográficas del terreno.

Tabla 3.20 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 ABC

Las condiciones tenidas en cuenta en esas distancias son: el vehículo sobrepasado avanza a la velocidad media de circulación, es decir, al promedio de las velocidades de los vehículos que componen la corriente de tránsito; el vehículo que sobrepasa circula en el mismo sentido y a una velocidad superior en unos 15 Km/hr; en sentido contrario se aproxima otro vehículo que circula a igual velocidad que la del que efectúa el sobrepaso. Los valores de la anterior tabla permiten que un único vehículo realice la maniobra de sobrepaso, en tramos sensiblemente horizontales y en condiciones que ofrecen una absoluta seguridad.

El Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras de nuestro país consideran como condición deseable que en lo posible exista al menos una sección con visibilidad de sobrepaso cada 1.5 a 3 Km. Otra es que, además de la anterior, el porcentaje de la longitud total de las secciones con visibilidad de sobrepaso, respecto de la longitud del tramo, sea

mayor cuanto más favorables sean las condiciones topográficas y cuanto mayor sea el volumen de tránsito.

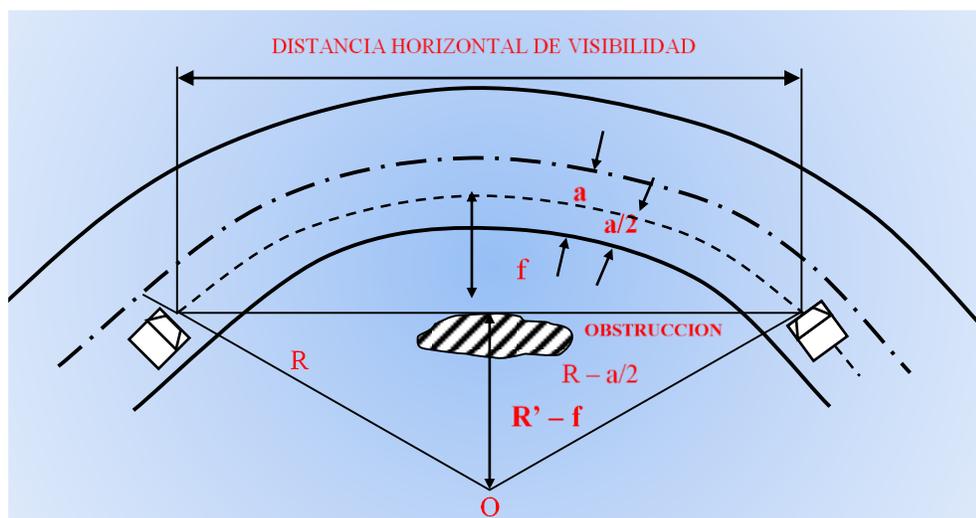
La distancia de adelantamiento adoptada es de 180 m, para la Velocidad de proyecto de 30 km/h.

3.5.7.3. Distancia de visibilidad en curvas horizontales

Cuando un vehículo recorre una curva horizontal ocupando un carril interno, cualquier obstáculo que se encuentra cerca de la línea interna de la vía impide la visibilidad al conductor y por lo que hace tanto peligrosa, pudiendo ser los obstáculos el talud de corte, vegetación, cercos y edificios.

La distancia de visibilidad horizontal en curva es una longitud determinada cuyo objetivo es establecer la distancia a la cual dos vehículos que circulan en sentidos opuestos se visualicen uno a otro y puedan corregir su posición al carril que les corresponde.

Figura 30. Distancia de visibilidad horizontal en curva



Fuente: Elaboración propia

Cuando un vehículo recorre una curva horizontal circular, cualquier obstáculo que se encuentre situado en la parte interior de la curva impide la visibilidad al conductor y por lo tanto hace la curva peligrosa. Lo anterior sucede comúnmente en los cortes, ya que el talud interior presenta un saliente que impide la visibilidad adecuada en la curva; también se constituyen en obstáculos los árboles, edificios, vegetación, etc.

La distancia de visibilidad horizontal en curva d_h se calcula con la siguiente expresión:

$$a_{max} = R \left(1 - \cos \left(\frac{100 * DV}{\pi * R} \right) \right)$$

$$R' = R - \frac{a_c}{2}$$

Distancia Horizontal en curvas

$$Dh = 2 * \sqrt{R'^2 - (R' - m)^2}$$

Donde:

$a_{m\acute{a}x}$. = Despeje máximo

R= Radio de curvatura

Dv= Distancia de frenado o de adelantamiento

Dh= Distancia horizontal

R'= Diferencia del radio de curvatura y la media e ancho de carril interior

El Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras de nuestro país utilizan la misma expresión con la variante de que puede definirse la distancia de visibilidad horizontal en curva para frenado o para sobrepaso.

Esta distancia de visibilidad permitirá delimitar a través de marcas viales los tramos de la carretera donde debe o no utilizarse carriles contrarios.

3.5.8. Trazado en Planta

En primera aproximación, el alineamiento horizontal de una carretera está formado por líneas rectas enlazados con arcos de círculo; en las rectas el movimiento del vehículo se desarrolla con uniformidad y seguridad, pero llega un momento en que se encuentra un obstáculo, o el terreno cambia de dirección o hay que enfilar hacia determinado punto, se hace necesario, entonces, intercalar una curva entre los alineamientos rectos, el ingeniero debe procurar que las curvas produzcan las menores molestas e inconvenientes al tránsito.

Las principales consideraciones que controlan el diseño del alineamiento horizontal son:

- Categoría de la Ruta

- Topografía del Área
- Velocidad de Proyecto
- V_{85} % para diseñar las Curvas Horizontales
- V^* para verificar Visibilidad de Frenado
- Coordinación con el Alineamiento Vertical
- Costo de Construcción, Operación y Mantenimiento

Todos estos elementos deben conjugarse de manera tal que el trazado resultante sea el más seguro y económico, en armonía con los contornos naturales y al mismo tiempo adecuado a la categoría, según la Clasificación Funcional para Diseño.

La planta de una carretera preferentemente deberá componerse de una sucesión de elementos curvos que cumplan las relaciones que se fijan más adelante y de aquellos tramos en recta que sean indispensables.

Los elementos curvos comprenden:

- Curvas Circulares
- La parte central circular y dos arcos de enlace.
- Otras combinaciones de arco circular y arco de enlace

3.5.8.1. Alineamiento recto u horizontal

El alineamiento horizontal deberá proporcionar en todo el trazado a lo menos la distancia mínima de visibilidad de frenado.

a. Longitud máxima en rectas

Deben evitarse longitudes de rectas mayores al valor calculado con la siguiente expresión:

Largo del tramo recto en metros

$$L_r = 20 \cdot V_p$$

Donde:

L_r = es el largo del tramo recto en metros

V_p = es la velocidad de proyecto en km/hr.

b. Longitud de recta entre curvas del mismo o distinto

Se debe distinguir las situaciones asociadas a curvas sucesivas en distinto sentido o curvas en “S” de aquellas correspondientes a curvas en el mismo sentido

1. Curvas en S

Deberá alcanzar o superar los mínimos que se señalan en la Tabla siguiente, los que responden a una mejor definición óptica del conjunto:

Tabla 3.21 Longitud máximo de recta

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

Fuente: Manual de diseño geométrico, “ABC”

La longitud máxima en una recta para el proyecto es de 56 m según la velocidad de proyecto.

2. Curvas del mismo sentido

Por condiciones de guiado óptico es necesario evitar las rectas excesivas cortas entre curvas en el mismo sentido. La tabla entrega los valores deseables mínimos según al tipo de terreno y de acuerdo a la velocidad de proyecto Vp.

Tabla 3.22 LR min entre curvas del mismo sentido

Vp (Km/hr)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
T. Llano y Ondulado	...	110/55	140/70	170/85	195/89	220/110	250/125	280/150	305/190	330/250
Terreno Montañoso	25	55/30	70/40	85/50	98/65	110/90				

Fuente: Manual de diseño geométrico, “ABC”

Una curva circular simple es un arco de círculo de un solo radio, que se extiende desde una tangente a la siguiente. La longitud mínima entre curvas del mismo sentido es de 140 m en función de la velocidad de proyecto.

c. Pendiente

La pendiente longitudinal es otro parámetro que está relacionado con el diseño geométrico de las carreteras y que nos indica la inclinación que tendrá la superficie de rodadura de la

carretera por donde circulará el tráfico vehicular, además dependerá de ella la magnitud del movimiento de tierras que pueda tenerse en un determinado proyecto.

Las pendientes suaves o bajas obligan a altos costos de construcción sobre todo en aquellas regiones topográficamente desfavorables debido al mayor movimiento de tierras que ocasionan y las pendientes fuertes o altas aunque ocasionan menor movimiento de tierras influyen sin embargo en el costo de transporte porque se disminuye la velocidad, aumenta el gasto de combustible por kilómetro y el desgaste de los vehículos, especialmente en los neumáticos; además, cuando un vehículo se encuentra descendiendo por un tramo de carretera con pendiente fuerte requiere de una mayor distancia para detenerse debido a la mayor velocidad, lo cual puede tener un efecto adverso sobre la seguridad. Por todo lo anterior la selección de las pendientes y sus longitudes aplicables al diseño de un tramo de carretera, debe efectuarse teniendo en cuenta un conjunto coherente de consideraciones técnicas y operativas, que respondan adecuadamente a la categoría de la carretera y por lo tanto a los criterios definidos para su clasificación.

Las pendientes, además, tienen gran influencia en la capacidad de las carreteras, especialmente en aquellas de una calzada y dos sentidos de circulación; en estos casos, un vehículo comercial que sube una rampa puede representar, en términos de capacidad, el equivalente de varias decenas de automóviles.

1. Pendiente mínima

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

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

- 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 las pendientes de las cunetas deberá permitir una rápida evacuación de las aguas, pudiendo ser necesario revestirlas para facilitar el escurrimiento.

La pendiente mínima excepcional en el proyecto es de 2.5%, solo se presenta a lo largo de 600 m.

2. Pendiente máxima

La selección de las pendientes longitudinales máximas está relacionada con la categoría de la vía, que se refleja directamente con el volumen y composición del tráfico previsto, la importancia de la carretera. La topografía de la franja de trazado y la altura del terreno con respecto al nivel medio del mar.

Por convención se indicará que las pendientes longitudinales ascendentes serán de signo positivo y las pendientes descendentes serán de signo negativo.

Tabla 3.23 Pendientes máximas admisibles de la rasante (%)

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

Fuente: Manual para el Diseño Geométrico de Carreteras “ABC”

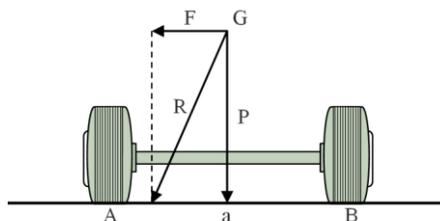
La pendiente máxima admisible en el proyecto es de 12%.

d. Peralte

Es la pendiente máxima transversal que debe inclinarse la sección transversal de una carretera, esta inclinación se presenta justamente en los sectores donde esta emplazadas las curvas horizontales. La consideración de este peralte se realiza con la

finalidad de contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga que actúa sobre un vehículo en movimiento en las curvas.

Figura 31. Fuerzas que actúan sobre un vehículo en trayectoria recta



Fuente: Elaboración propia

Donde:

P = Peso del Vehículo

Fc = Fuerza Centrífuga

R = Resultante

La sección del peralte está en función de la velocidad directriz, categoría de la vía, condiciones climáticas de la zona y de la topografía local. Los valores recomendados para el peralte se indican en la siguiente tabla:

Tabla 3.24 Determinación del peralte en función del radio

Radio (m)	Peralte
$25 \leq R \leq 350$	7
$350 < R \leq 2.500$	$7 - 6.08(1-350/R)^{1.3}$
$2.500 < R \leq 3.500$	2
$3.500 < R$	Igual al bombeo

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.25 Determinación del peralte en función de la velocidad

Caminos Colectores – Locales – Desarrollo			
Vp	e_{máx}	f	R_{mín}
km/h	(%)		(m)
30	7	0,215	25
40	7	0,198	50
50	7	0,182	80
60	7	0,165	120
70	7	0,149	180
80	7	0,132	250

Fuente: Elaboración propia

La norma de la Administradora Boliviana de Carreteras, propone los criterios mostrados en la siguiente tabla para la elección del peralte máximo.

Tabla 3.26 Valores de peralte máximo (E).

Criterios de aplicación	e max Deseable	e max Absoluto
Zonas rurales con probabilidad de formación de hielo o acumulación de nieve sobre la calzada. Carreteras de categorías 0 y I.A Zonas de desarrollo urbano adyacente a la carretera	6	6
Zonas llanas y onduladas, sin probabilidad de formación de hielo o acumulación de nieve sobre la calzada.	6	8
Zonas montañosas, sin probabilidad de formación de hielo o acumulación de nieve sobre la plataforma	8	10

Fuente: Elaborado en base normas de la ABC.

El peralte máximo varia adoptado para el proyecto según nuestra velocidad de diseño es de 8%.

e. Coeficiente de fricción transversal

Los valores del coeficiente de fricción transversal, que actúa entre los neumáticos y el pavimento, no es constante, sino que varía según la velocidad del vehículo y depende de varios factores, como por ejemplo si el pavimento está húmedo; la presión de inflado de los vehículos, la carga que transporta, la temperatura, etc.

Si estos coeficientes no son superados, proporcionan la seguridad de que no se producirá un desplazamiento del vehículo y de que el conductor como los pasajeros, no tendrán sensaciones de incomodidad, cuando el vehículo circule por la curva.

Para determinar el valor del coeficiente de fricción transversal, la norma AASHTO lo determina mediante las siguientes formulas:

Coeficiente de fricción transversal

$$f = 0.265 - \frac{V}{602.4}$$

Donde:

f = Coeficiente de fricción transversal

V = Velocidad en km/h

Tabla 3.27 Valores máximos para la fricción transversal (f)

	f
Caminos	0,265 – V/602,4
Vp 30 - 80 km/h	
Carreteras	0,193 – V/1134
Vp 80 - 120 km/h	

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de f calculados se muestran:

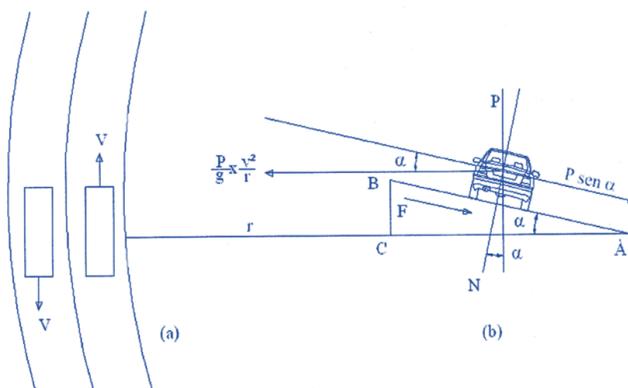
Tabla 3.28 Valores del coeficiente de fricción (f)

V (km/h)	30	40	50	60	70	80
f	0.215	0.198	0.182	0.165	0.149	0.132

Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de fricción calculado es de 0.215, el cual se usó para el cálculo del peralte.

Figura 32. Fricción Transversal

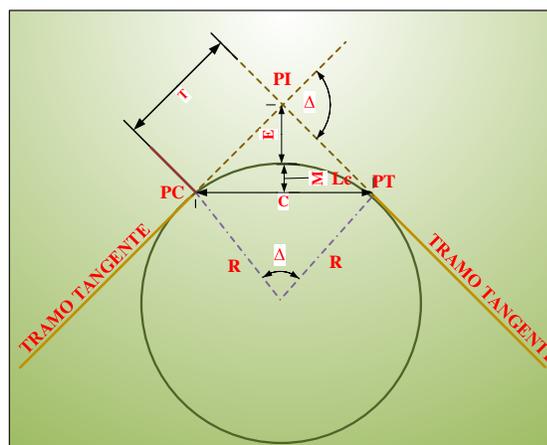


Fuente: Elaboración propia

f. Curvas Horizontales

En su forma más simplificada, el eje de planta de una carretera está constituido por una serie de líneas rectas y curvas. Las líneas rectas se llaman tramos rectos o simplemente tangentes y las curvas, que uno dos tangentes que se cortan se llaman tramos curvos.

Figura 33. Elementos de una curva circular



Fuente: Elaboración propia

Donde:

PC= Principio de curva

PT= Principio de tangente ó fin de curva

PI= Punto de intersección de las tangentes

Δ = Ángulo de deflexión

R= Radio de la curva horizontal

Lc= Longitud de la curva

T= Subtangente

E= Externa

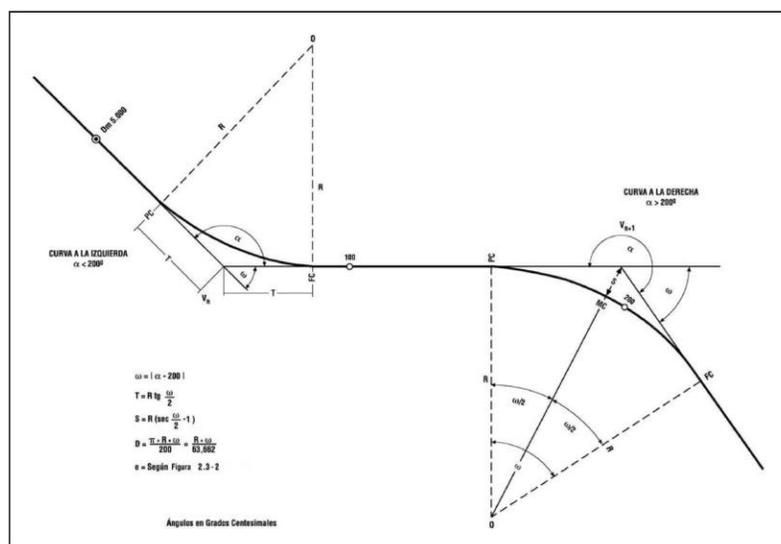
C= Cuerda larga

M= Distancia de la ordenada media

1. Curvas Circulares

Las curvas circulares son, entonces los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas. Se expresan ya sea por su radio o por el ángulo subtendido por su arco de 10 o 20m.

Figura 34. Elementos de una curva circular en planta



Fuente: Elaboración propia

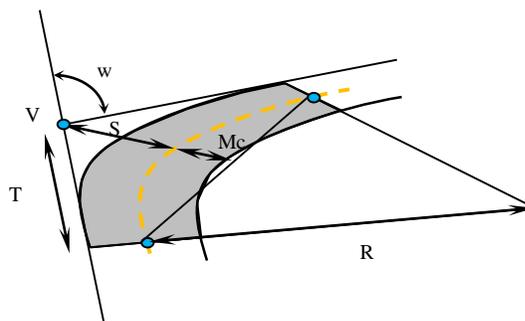
Dentro de las curvas horizontales se tienen dos posibilidades las curvas circulares simples y las curvas de transición. Las curvas de transición son las que técnicamente mejor satisfacen las condiciones de circulación y confort de los vehículos, en enlace se realiza a través de curvas de mayor grado como lo son las de espiral cubica, parábola cubica que son más suavizadas y permiten en la circulación un movimiento más seguro confortable en la entrada y salida de una curva horizontal,

En el proyecto se utilizaron curvas circulares simples porque es un camino de desarrollo y además las características del alineamiento no permitirán el diseño de curvas de transición adecuadas para el poco espacio disponible entre PI s y debido a que las velocidades de proyecto son baja y se debe respetar la propiedad privada II.

En base a los parámetros planimétricos de una carretera correspondiente a la categoría camino de Desarrollo, especificados anteriormente se diseñaron las curvas horizontales en el eje definitivo evitando tener radios de curvaturas menores al recomendado por la Administradora Boliviana de Caminos (A.B.C.) para esta categoría de camino.

Elementos de la curva circular simple:

Figura 35. Elementos de la curva simple



Fuente: Elaboración propia

Tangente

$$T = R * \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

Externa

$$E = R * \left(\sec\left(\frac{\Delta}{2}\right) - 1\right)$$

Flecha

$$M = R * \left(1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right) \right)$$

Desarrollo

$$D = \frac{\pi * R * \Delta}{180}$$

Longitud

$$L = 2 * R * \text{sen}\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

Ensanche de la calzada en curvas horizontales

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

La trayectoria de los vehículos en curvas horizontales, debido a la rigidez del chasis de los vehículos generalmente originan que las trayectorias del eje delantero y trasero sean diferentes, si se quiere mantener la trayectoria del eje delantero y trasero sean diferentes, si se quiere mantener la trayectoria del eje delantero dentro del carril que le corresponde, el eje trasero requiere de un ancho adicional denominado sobreancho.

Este parámetro al igual que el resto de los parámetros geométricos tiene su importancia, tiene una función específica que cumple en la trayectoria de los vehículos en las carreteras en el trayecto curvo, en el caso de las carreteras con bajo volumen de tráfico al tener velocidades de proyecto más bajas, directamente este sobreancho se hace menor.

Tabla 3.29 Ensanche de la calzada E (m) permitiendo el cruce de 2 vehículos

Tipo de vehículo (m)	Parámetro de cálculo (m)	E (m)
Camión Unid. Simple	Lo = 9.5	(Lo ² /R)-0.2
Lt = 11.0*		
Bus Corriente		
Lt = 12.0		

Fuente: Manual ABC.

Donde:

Lo =Es el largo legal total del vehículo m

Ángulo de deflexión

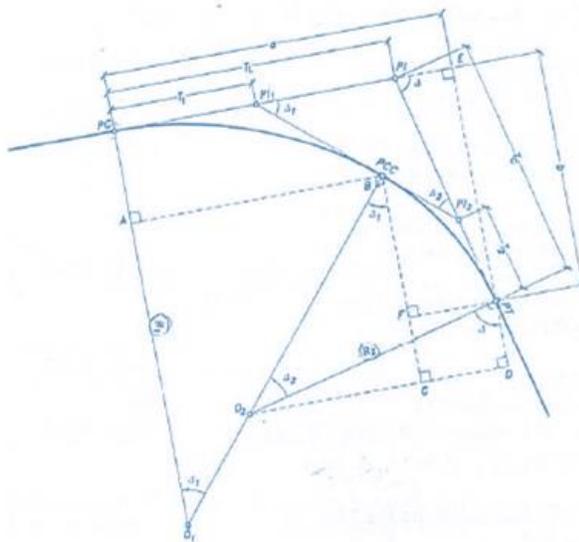
El ángulo de deflexión es el formado por la cuerda y la tangente el arco por uno de los extremos de esa cuerda.

$$R = \frac{1146}{\Delta}$$

2. Curvas Compuestas

A veces, se requiere de curvas compuestas para que el trazo se adopte a la configuración del terreno u otros aspectos que limitan la libertad en el diseño de tal forma de disminuir el costo y la importancia de las obras de tierra. También se las emplea cuando la curva ha de principal en un punto fijo y terminar en otro, y la longitud de las tangentes resulta desigual, y en general, en aquellos casos que una curva simple no podrá satisfacer las condiciones impuestas al trazado.

Figura 36. Curva compuesta



Fuente: Elaboración propia

La AASHTO recomienda que la utilización de las curvas circulares compuestas en el trazado de carreteras debería evitarse siempre que fuera posible, y que cuando la topografía hiciese imprescindible su uso, el radio de la curva más suave no debería ser

mayor de 1.5 veces el radio de la más cerrada, ya que el uso de curvas compuestas con grandes diferencias de curvatura introduce en el proyecto los mismos problemas que se originan en el enlace de un alineamiento recto con una curva circular.

Radio de Curvatura

No existe fórmula que permita calcular el radio óptimo, no obstante, es recomendable adoptar el radio más amplio posible, sin embargo, es común por la topografía del terreno, encontrarse con curvas muy cerradas “radios pequeños”; al respecto la Norma A.B.C. dice que los radios mínimos para cada velocidad de proyecto, deberán ser calculados bajo el criterio de seguridad ante el deslizamiento, están dados por la expresión del radio mínimo, que se menciona a continuación.

Radio mínimo

El radio mínimo de curvatura es el valor límite de éste para una determinada velocidad de proyecto, calculado según el máximo valor del peralte y el máximo coeficiente de fricción transversal

Las curvas circulares y de transición deben tener como especificación el radio de curvatura mínimo, este debe adoptarse en concordancia con la velocidad de proyecto y el peralte máximo. De acuerdo a las normas de la A.B.C. se establecen los radios de curvatura en función de los anteriores parámetros indicados en los términos de referencia.

Según el manual de la ABC la aplicación del radio mínimo no es recomendable, solo será utilizado en casos particulares, condicionado por razones técnicas o económicas.

Los radios mínimos para cada velocidad están dados por la siguiente expresión:

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

Donde:

R_{min} = Radio mínimo

Vp = Velocidad de diseño (km/h)

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

f = Coeficiente de fricción transversal máximo correspondiente a Vp

Tabla 3.30 Radios mínimos absolutos en curvas horizontales

Camino Colectores - Locales - Desarrollo			
Vp	emáx	f	Rmin
km/h	(%)		(m)
30	7	0,215	25
40	7	0,198	50
50	7	0,182	80
60	7	0,165	120
70	7	0,149	180
80	7	0,132	250
Carreteras - Autopistas Autorrutas - 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 Diseño Geométrico (A.B.C.)

El radio mínimo para el proyecto es de 25 m.

3.5.9. Trazado en Perfil

Con un buen trazado en planta, podemos obtener esplendidos alineamientos con curvas amplias, pero si ese trazado en planta no está bien coordinado y estudiado con el trazado de perfil, resultará que la carretera que se construya no servirá por antieconómica o incómoda. Los vehículos no podrán circular por ella por su excesiva pendiente o será muy incómoda por los cambios bruscos y continuos de gradiente.

3.5.9.1. Pendientes máximas

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

Tabla 3.31 Pendientes máximas admisibles (%)

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

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

Fuente: Manual de Diseño Geométrico (A.B.C.)

También se verificará en donde los sectores en curva la línea de máxima pendiente no supere lo establecido según la altura de montaña:

Tabla 3.32 Camino de alta montaña pendientes máximas % según altura s.n.m.

Altura m.s.n.m	Velocidad de proyecto (km/h)					
	30	40	50	60	70	80
2.500 - 3.000 m	9	8	8	7	7	7 - 5
3.100 - 3.500 m	8	7	7	6.5	6.5	6 - 5
Sobre 3.500 m	7	7	7	6	6	5 - 4.5

Fuente: Manual de Diseño Geométrico (A.B.C.)

Para el proyecto tenemos una pendiente máxima en perfil de 12%.

3.5.9.2. Pendientes mínimas

Si bien desde el punto de vista constructivo y de circulación se podría tomar como pendiente mínima el valor de “0”, por fines de drenaje para garantizar el escurrimiento de

las aguas superficiales que caen sobre la carretera la pendiente mínima establecida es de 0.5 % que garantiza el escurrimiento superficial.

Por lo que la pendiente mínima es de 0.5 % para el proyecto.

3.5.9.3. Enlace de rasantes

Para el diseño geométrico en el alineamiento vertical, se han previsto curvas verticales parabólicas de segundo orden, para asegurar un trazado seguro, buena apariencia estética, comodidad a los usuarios, etc.

El utilizar las curvas verticales, para pasar gradualmente entre dos pendientes adyacentes del perfil longitudinal, proporcionando, como mínimo una distancia de visibilidad igual a la distancia mínima de frenado.

La longitud de curva vertical o la proyección horizontal de la misma, se calcula con la siguiente expresión:

$$2 \cdot T = K \cdot \theta$$

Donde:

$2T$ = Longitud de la curva vertical (Proyección horizontal)

K = Parámetro de la parábola en metros. El parámetro es la distancia horizontal requerida para que se produzca un cambio de pendiente de un 1% a lo largo de la curva.

$\theta = |i_1 - i_2|$ = Valor absoluto de la diferencia algebraica de las pendientes, en m/m.

Para el cálculo de las curvas verticales cóncavas y convexas, los valores asumidos corresponden a la distancia mínima de visibilidad de frenado, para los valores absolutos de las pendientes.

3.5.9.4. Curvas verticales

Los valores de K_c para las longitudes mínimas de las curvas verticales cóncavas se han calculado con las siguientes expresiones:

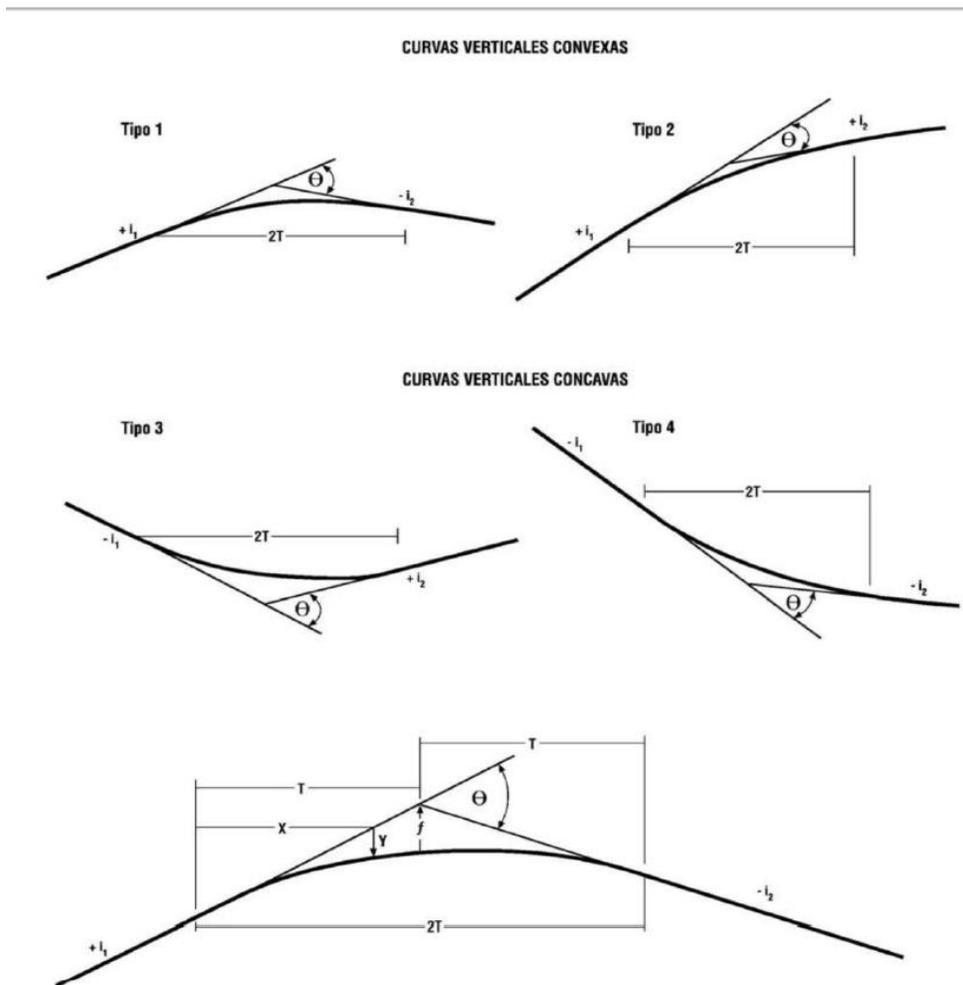
$$K_c = \frac{Df^2}{1,2 + 0,035 \times Df}$$

Donde:

K_c = Parámetro de la parábola en metros.

D_f = Distancia mínima de visibilidad de frenado metros

Figura 37. Tipos de Curvas Verticales



Fuente: Elaboración propia

Las anteriores ecuaciones muestran los valores del parámetro K_c , para condiciones nocturnas siendo estas las más desfavorables. El cálculo del parámetro K_c mínimo para cada curva se muestra en el anexo respectivo al alineamiento vertical.

A continuación, en la Tabla, se muestran valores de K para curvas convexas y cóncavas.

Tabla 3.33 Parámetros mínimos en curvas verticales criterio de visibilidad de frenado

Velocidad de Proyecto	Curvas convexas Kv			Curvas concavas Kc
	V* = Vp	V* = Vp + 5	V* = Vp + 10	Vp
(km/h)	km/h	km/h	km/h	km/h
30	300	300	300	400
40	400	500	600	500
50	700	950	1100	1000
60	1200	1450	1800	1400
70	1800	2350	2850	1900
80	3000	3550	4400	2600
90	4700	5100	6000	3400
100	6850	7400	8200	4200
110	9850	10600	11000	5200
120	14000	15100	16000	6300

Fuente: Manual de Diseño Geométrico (A.B.C.)

3.5.9.5. Longitud mínima de curvas verticales

La longitud mínima de curvas verticales está dada por la expresión siguiente:

$$2 T \geq V_p$$

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

Con esta condición queda establecida la longitud mínima para curvas verticales en el proyecto, siendo esta: $2T \text{ min} = 40 \text{ m}$.

Para el proyecto se diseñaros curvas verticales en simétricas encima y en columpio.

3.5.9.6. Replanteo de curvas verticales

Para la determinación de los puntos de la parábola en curvas verticales;

Sus coordenadas:

$$y = \frac{P \times X^2}{2 \times L}$$

$$X_p = \frac{L \times G_1}{G_1 - G_2}$$

Donde:

P= Diferencia algebraica de pendientes de (m/m).

X= Distancia para determinar la ordenada (y).

Xp= Punto más bajo de la curva.

i₁ = Pendiente de entrada.

i₂ = Pendiente de salida.

En curvas verticales asimétricas, las ordenadas de la curva se determinan con las ecuaciones siguientes:

La deflexión máxima:

$$m = \frac{P \times L_1 \times L_2}{2 \times (L_1 + L_2)}$$

Las ordenadas, se determina de:

$$y_1 = \left(\frac{X_1}{L_1} \right)^2 \times m \qquad y_2 = \left(\frac{X_2}{L_2} \right)^2 \times m$$

Donde:

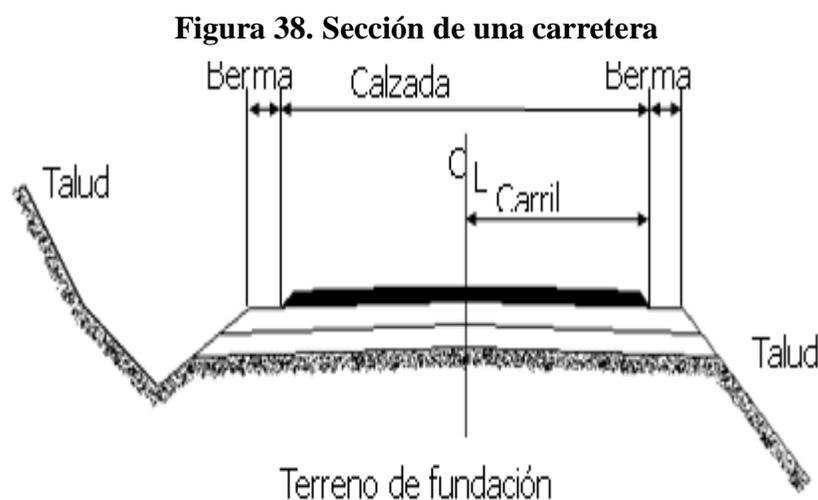
X1= Distancia de la zona de entrada de la curva vertical.

L1= Distancia proyectada entre el PCV y el vértice.

X2= Cualquier distancia de la zona entrante

3.5.10. Diseño de sección transversal

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



Fuente: Elaboración propia

El diseño de la sección transversal de una carretera es un problema al cual hay que prestarle bastante atención ya que ello influye fundamentalmente en la capacidad de la vía y en los costos de construcción, conservación y explotación de la carretera. Una sección reducida será económica, pero su capacidad será también reducida. Por otro lado, una sección amplia tendrá una buena capacidad, pero será costosa. De aquí, el diseño de la sección transversal debe realizarse con visión del futuro y con miras a construir lo que sea necesario en el presente, pero dejando una manera fácil y económica para la ampliación futura.

3.5.10.1. La plataforma

La plataforma se define como la superficie visible del camino el Manual del ABC establece valores para el ancho de la plataforma en función a la categoría de la vía y de la velocidad de proyecto, como se muestra a continuación en la tabla siguiente:

Tabla 3.34 Cuadro resumen de anchos de plataforma

Caminos de desarrollo				
Calzada bidireccional				
Velocidad de proyecto (km/h)	Ancho de pista (m)	Ancho de berma (m)	Ancho de SAP (m)	Ancho total de plataforma
50	3,0 - 3,5	0,5 - 1,0	0,5	8,0 - 10
40	3,0	0,0 - 0,5	0,5	7,0 - 8,0
30	2,0 - 3,0	0,0 - 0,5	0,5	5,0 - 6,0

Fuente: Elaboración propia, cuadro resumen de anchos de plataforma en terraplén y de sus elementos a nivel de rasante, Manual de Diseño Geométrico (A.B.C.)

Las bermas son las dos partes en ambos lados de la plataforma adyacente a la calzada, por donde pueden circular temporalmente los vehículos o bien estacionarse. Las bermas abarcan desde el borde de la calzada hasta el fin de la plataforma.

3.5.10.2. Ancho de la calzada

Se define como calzada la parte de la carretera destinada a la circulación de los vehículos y está constituida por uno o más carriles. El ancho y el estado de la superficie de la calzada tienen gran influencia en la seguridad y confort del usuario de la carretera.

El ancho de los carriles de circulación proviene, generalmente, de adicionar al ancho del vehículo tipo de proyecto adoptado un ancho de seguridad. Ese ancho de seguridad, depende de la velocidad directriz, de la categoría del tramo de carretera.

Los valores recomendados para el ancho de los carriles de circulación, según la categoría del tramo de carretera y su velocidad de proyecto se muestran en el cuadro siguiente:

Tabla 3.35 Ancho de Carril

Número de calzadas	Categoría	Vp (km/hr)	Ancho de pistas (m)
1 – Bidireccional	Desarrollo	30	2,00 – 3,00

Fuente: Manual para el Diseño Geométrico de Carreteras “ABC”

A mayor volumen de tránsito se requiere mayor ancho de carril, por razones de nivel de servicio y seguridad.

Cuanto más elevada sea la proporción de vehículos comerciales en el volumen de tránsito, mayor ancho de carril será necesario por razones de nivel de servicio y de seguridad.

El ancho de carril o calzada se adopta de 3,0 m según norma.

3.5.10.3. Pendiente transversal o bombeo

La pendiente transversal es la inclinación que se le da a la sección de la carretera la cual debe ser suficiente para asegurar un adecuado escurrimiento de las aguas superficiales, para evitar que la infiltración afecte la estructura del pavimento y para disminuir las posibilidades de formación de láminas de agua peligrosas durante la circulación de los vehículos.

Las pendientes transversales elevadas son ventajosas para acelerar el escurrimiento superficial; sin embargo, son preferibles pendientes transversales bajas por motivos estéticos y de confort en la conducción y por el menor desvío lateral que el conductor debe corregir en la circulación normal; este desvío lateral adquiere mayor importancia en casos de frenado brusco, de viento fuerte lateral o de calzada enlodada.

Por lo anterior, el valor de la pendiente transversal resultará relativamente más bajo en los pavimentos de alta calidad y elevado patrón de terminación superficial, y aumentará a medida que decrezcan los niveles de las características del pavimento mencionado.

La pendiente transversal de la calzada puede diseñarse en dos formas básicas.

Una sección compuesta por dos sentidos de la pendiente (bombeo) con el punto más alto situado en el centro de la calzada.

Una sección con pendiente única en un solo sentido.

El primer tipo de conformación, presenta las ventajas del drenaje más rápido y de la eliminación o reducción del desnivel entre los bordes de la calzada; su desventaja es que, los vehículos que cruzan su eje, quedan sujetos a un cambio en el sentido de la componente transversal de la aceleración de la gravedad. Los casos de aplicación principales, son las calzadas simples con dos sentidos de circulación o las calzadas dobles, pero con trazados independientes.

El segundo tipo de conformación, presenta las siguientes ventajas: evita estructuras de drenaje longitudinal en un lado de la calzada, no genera cambios en el sentido de la componente transversal de la aceleración de la gravedad a los vehículos que cambian de carril, y hace más simple la transición del peralte y la construcción de la estructura del pavimento; tiene como características inconvenientes a la diferencia de cotas entre sus bordes y a la mayor acumulación de agua durante el escurrimiento en el carril más bajo.

En el siguiente cuadro se presentan los valores usuales de la pendiente transversal en función del tipo de pavimento, de las condiciones climáticas y del número de carriles de la calzada:

Se refiere a la inclinación transversal de la calzada de la carretera en los tramos rectos tiene que ver con una inclinación necesaria para el escurrimiento superficial del agua hacia las cunetas.

La elección del valor del bombeo está determinada por el tipo de superficie de rodadura de la obra y las condiciones climáticas.

Tabla 3.36 Bombeo de la calzada

Tipo de superficie	Pendiente transversal	
	$(I'_{10}) \leq 15 \text{ mm/hr}$	$(I'_{10}) > 15 \text{ mm/hr}$
Pav. De Hormigón o Asfalto	2	2,5
Tratamiento superficial	3	3,5
Tierra, Grava, Chancado	3,0 - 3,5	3,5 - 4,0

Fuente: Manual para el Diseño Geométrico de Carreteras “ABC”

La pendiente transversal o bombeo se toma en cuenta de 2.5 % para Pavimento Flexible, y 3.5% para Pavimento en Afirmado.

3.5.10.4. Bermas

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

Las bermas cumplen las siguientes funciones fundamentales:

Permiten que los conductores con momentánea pérdida de control del vehículo o los obligados a realizar maniobras de emergencia para evitar accidentes, puedan salir de la calzada y retornar a la misma en condiciones de seguridad razonables. A mayor volumen de tránsito, mayor es la probabilidad de que se utilicen las bermas en casos de emergencia.

Proporcionan un lugar seguro, para estacionar los vehículos con desperfectos o cuyos conductores queden incapacitados para continuar conduciendo, fuera de la trayectoria de los demás vehículos. Por esto, tienen influencia en la capacidad y la seguridad de la carretera.

Sirven de soporte lateral a la zona de circulación y protegen contra la humedad y posible erosión de la calzada.

Mejoran la visibilidad en los tramos en curva.

Ancho de las bermas

La determinación del ancho de las bermas requiere de un análisis técnico – económico cuyos factores intervinientes son los siguientes:

La categoría de la carretera, el volumen de tránsito y sus características y la velocidad directriz del tramo.

La topografía y la geología sobre la cual se desarrolla el trazado.

El clima de la zona y, particularmente, la precipitación pluvial.

La posibilidad futura de aumentar el ancho de la calzada.

A continuación, se muestra los anchos de berma recomendados por el manual de la ABC.

Tabla 3.37 Ancho de berma

Número de calzadas	Categoría	Velocidad de proyecto (km/hr)	Ancho de berma (m)
1 – Bidireccional	Desarrollo	30	0,50 – 1,00

Fuente: Manual para el Diseño Geométrico de Carreteras “ABC”

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.

De acuerdo a lo establecido en el manual de la ABC se tomará un ancho de berma igual a 0,50m en relación a la construcción del pavimento flexible pero cuando se haga el diseño de tierra seleccionada es de 0,00 m, también se tomará en cuenta el SAP.

Pendiente transversal en bermas

El “Manual de Diseño Geométrico” del “ABC indica que independientemente del material o del tipo de pavimento de la calzada, las bermas deben mantener la misma pendiente transversal de la calzada.

El valor del peralte se toma como la pendiente transversal normal en los alineamientos restos, es decir, el bombeo en la pendiente transversal de la carretera, se toma el valor de la calzada.

La pendiente transversal o bombeo en bermas se toma en cuenta de 2.5 % para Pavimento Flexible, y 3.5% para Pavimento en Afirmado.

3.5.10.5. Sobre anchos de plataforma (SAP)

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 falta de confinamiento y riesgo por pérdida de estabilidad del equipo de compactación autopropulsado.

Toda vez que el SAP tenga un ancho mayor que 0,5 m, el ancho adicional adyacente a la berma deberá compactarse según las mismas exigencias especificadas para las bermas.

Para el proyecto se tomará en cuenta el SAP para pavimento flexible es de 0,5 m, pero en el caso del pavimento en afirmado será de 0,8m.

3.5.11. Derecho de vía

El derecho de vía no es más que la Faja de ancho variable dentro de la cual se encuentra comprendida la carretera y todas sus obras accesorias. La propiedad del terreno para Derecho de Vía será adquirida por el Estado, cuando ello sea preciso, por expropiación o por negociación con los propietarios.

Es elemento funcional de una carretera, toda zona pertenecientemente afectada a la conservación de la misma o a la explotación del servicio público vial, tales como las destinadas al descanso, estacionamiento, auxilio y atención médica de urgencia, pesaje, parada de autobuses, y otros fines auxiliares o complementarios.

La línea para poder efectuar edificaciones ajenas a la carretera es fuera de los 50 (cincuenta) metros a cada lado del eje.

Tabla 3.38 Resumen de las características del Diseño Geométrico

Parámetros de diseño	
Velocidad de diseño	30 (km/h)
Categoría	Camino de Desarrollo
Carriles	2 (bidireccional)
Tipo de terreno	Llano a Ondulado medio
Distancia de frenado	25 m
Distancia de adelantamiento	180 m
Radio mínimo en curvas	25 m
Radio máximo	120 m
Peralte máximo o Pendiente máxima longitudinal	8%
Coefficiente De fricción transversal	0,215
Pendiente mínima longitudinal	2,00%
Pendiente máxima sobre la rasante	12%
Ancho de carril	3,00 m
Bombeo	2,00%
Ancho de berma en pavimento flexible	0,50m
Ancho de berma en pavimento afirmado	0,00m
Sobre ancho de plataforma (SAP) en pavimento flexible	0,50m
Sobre ancho de plataforma (SAP) en pavimento en afirmado	0,80m
Derecho de vía	50 m

3.6 ESTABILIDAD DE TALUDES

3.6.1. Introducción

Los deslizamientos, son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daño en las propiedades por valor de decenas de billones de dólares cada año (Brabb-1989); sin embargo, muy pocas personas son

conscientes de su importancia. El 90% de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se toman medidas de prevención o control.

Las zonas montañosas tropicales son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos de tierra, debido a que generalmente se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia, tales como son la topografía, sismicidad, meteorización y lluvias intensas.

En el caso de que el camino natural discurra por secciones a media ladera o en trinchera, en las que se conozca la existencia de desprendimientos, o se estime que pueden llegar a producirse, se procederá a evaluar la posibilidad de afección al camino natural.

Del mismo modo, puede ser necesario el refuerzo del pie de un talud del camino natural en determinadas zonas, de manera que no se comprometa su estabilidad en el periodo de vida del proyecto.

En general, los caminos naturales discurrirán sobre zonas en las que existía previamente una vía de comunicación (férrea, camino forestal, agrícola), en los que la sección transversal ya esté definida, a falta de concretar la explanación y el firme. La apertura de zonas de nuevo trazado y los movimientos de tierra asociados, serán necesarios únicamente en tramos de nueva construcción. En algunos casos, además, puede ser conveniente completar las actuaciones de estabilización con actividades de revegetación u otro método de acorde a lo planteado.

El principal problema que se plantea a la hora de proyectar cualquier tipo de corte, es asegurar la estabilidad de sus taludes, ya que las características resistentes de los suelos de nada servirán si estos producen continuos deslizamientos, que pongan en peligro la funcionalidad de la carretera. La estabilidad de un talud depende de su geometría, pendiente y altura.

3.6.2. Modelos de deslizamiento

El deslizamiento de un talud se produce por la rotura y posterior desplazamiento de una cuña de suelo a lo largo de un plano de debilidad, lo que ocasiona un desmoronamiento total o parcial de dicho talud. Las causas que producen este deslizamiento son muy diversas (filtraciones de agua, vibraciones, socavaciones) lo que hace difícil su encuadre analítico.

El ingeniero sueco Pettersson, tras estudiar con detenimiento este problema, concluyó que el deslizamiento de un suelo se produce a lo largo de una superficie de curvatura variable, que posteriormente asimiló a un arco de circunferencia dada su mayor simplicidad de cálculo. En honor a la nacionalidad de su descubridor, estas superficies de rotura reciben el nombre de círculos suecos.

Este modelo general de rotura presenta diversos matices en función del tipo de suelo y de la geometría del talud, pudiéndose distinguir los siguientes casos:

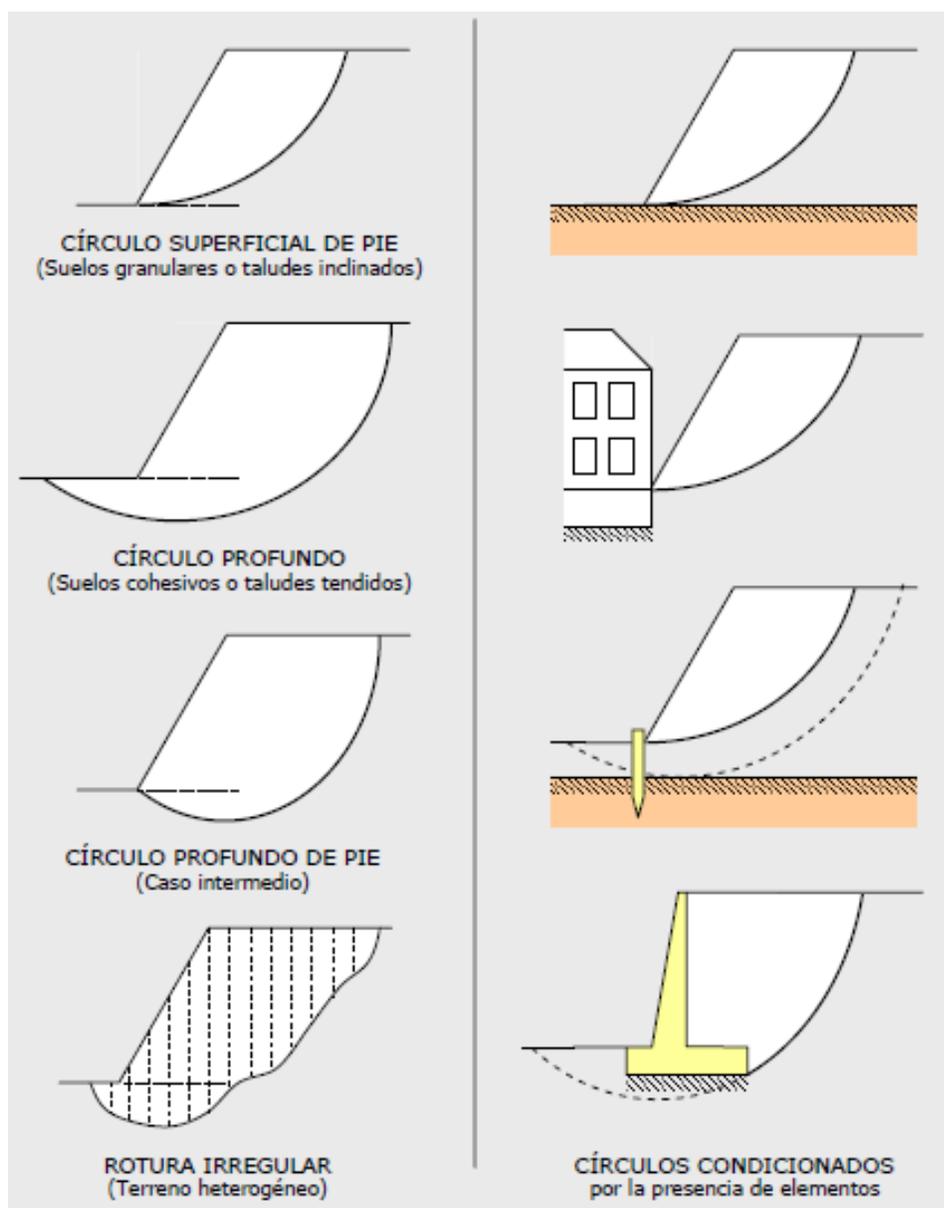
(a) Círculo superficial de pie: La superficie de deslizamiento pasa por el pie del talud, siendo éste el punto más bajo de la misma. Este tipo de rotura se produce en suelos con alto ángulo de rozamiento interno –gravas y arenas fundamentalmente- o en taludes muy inclinados (valores de β altos).

(b) Círculo profundo: En este caso, la superficie de rotura pasa por debajo del pie del talud. Se da con asiduidad en taludes tendidos –valores de β bajos- o formados por suelos de bajo rozamiento interno, como arcillas y limos.

(c) Círculo profundo de pie: Al igual que ocurría en el primer caso, la superficie de deslizamiento intersecta con el pie del talud, aunque en esta ocasión no se trata de su punto más bajo. Se plantea como una situación intermedia entre las dos anteriores.

(d) Círculo condicionado: La presencia de estratos más duros o de diversos elementos resistentes –muros, pilotes, edificaciones, rellenos, etc.- en las proximidades del talud condiciona la magnitud y profundidad de la superficie de rotura.

Figura 39. Formas de rotura de un talud

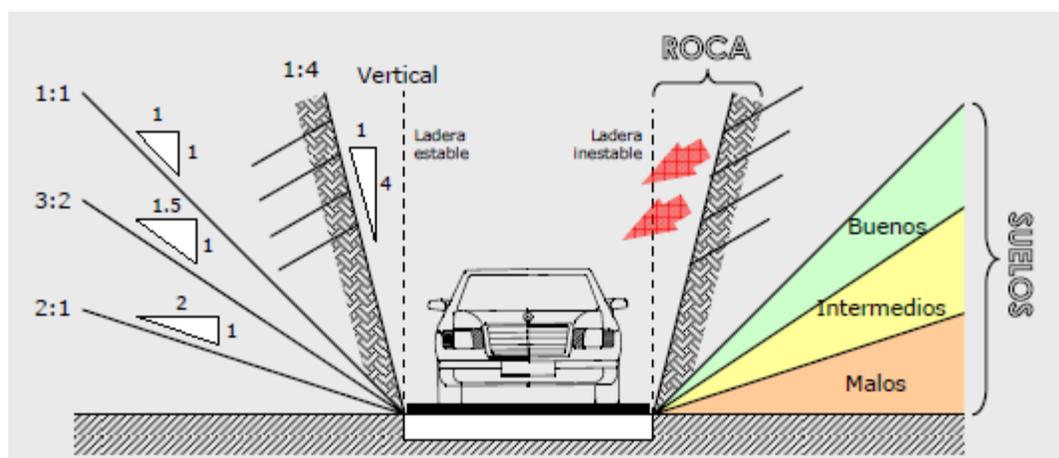


Fuente: Manual de carreteras del Ingeniero Luis Bañón B. – Jose F. Bevia G.

3.6.3. Elección de la inclinación del talud - talud en corte

En terrenos no rocosos, el talud máximo generalmente viene determinado por el ángulo de rozamiento interno del suelo. Son habituales en obras de carreteras taludes de 1:1 para suelos granulares, 3:2 para los intermedios y 2:1 o incluso más para suelos arcillosos, limosos o con características especiales.

Figura 40. Taludes recomendables en zonas de desmote



Fuente: Manual de carreteras del Ingeniero Luis Bañon B. – Jose F. Bevia G.

Si el desmote se efectúa en un macizo rocoso de buena calidad –poco fracturado y meteorizado- y los planos de discontinuidad tienen una orientación que favorezca su estabilidad, podría excavarse con talud vertical, aunque para evitar la molesta sensación de inestabilidad que causa a los conductores suelen emplearse taludes desde 1:4 hasta 1:10. No obstante, es recomendable proteger el talud para evitar desprendimientos fortuitos.

Tabla 3.39 Estabilidad de taludes

Taludes de corte	
Clase de terreno	Talud (H:V)
Roca Fija	1:10
Roca suelta	1:6 – 1:4
Conglomerados cementados	1:4
Conglomerados comunes	1:3
Tierra compacta	1:2 – 1:1
Tierra suelta	1:1
Arena suelta	2:1

Fuente: Manual de carreteras del Ingeniero Luis Bañon B. – Jose F. Bevia G.

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

En los taludes con alturas menores a los tres metros. Se ha establecido una inclinación de 1:5 (H: V), para material ROCA y en EXCAVACION NO CLASIFICADA una inclinación de 1:3 (H: V). debido a que no representan volúmenes de magnitud que alteren significativamente el costo del proyecto.

3.6.4. Elección de la inclinación del talud - talud en terraplén

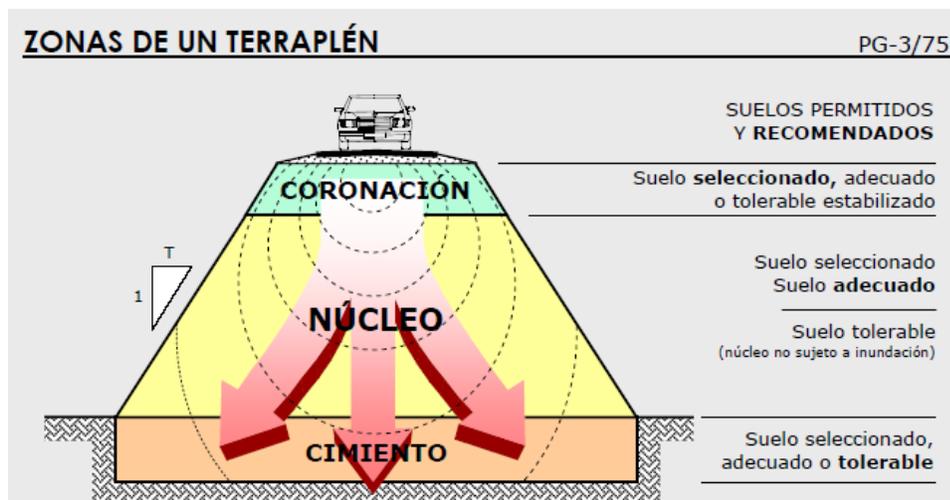
Los terraplenes son grandes acumulaciones de tierra adecuadamente tratadas y compactadas para asegurar su estabilidad y servir de soporte a la vía; se construyen en zonas de cota inferior a la prevista en proyecto mediante aportes de tierras, pudiendo aprovecharse las extraídas en zonas de desmonte –siempre que sean aptas- o emplear tierras de préstamo traídas de zonas cercanas.

Es lógico pensar que en un terraplén la distribución tensional de cada uno de sus puntos varía con la profundidad, debido sin duda a la progresiva disipación de las cargas de tráfico ocasionada por el aumento de la sección resistente. Este hecho se traduce en que la calidad exigible a un suelo decrece a medida que nos alejamos del firme sustentador del tráfico, foco generador de las tensiones.

De todo lo dicho anteriormente, puede concluirse que para la construcción de terraplenes se establece un criterio selectivo de distribución, reservando los mejores materiales disponibles para las zonas más exigentes y los de peor calidad para aquéllas menos solicitadas. No obstante, el suelo siempre debe cumplir dos condiciones esenciales para su utilización:

- Asegurar la estabilidad de la obra de tierra, de manera que las deformaciones (asientos e hinchamientos) que sufra a lo largo de su construcción y funcionamiento resulten admisibles.
- Permitir su puesta en obra en las debidas condiciones, de forma que la maquinaria pueda operar correctamente y se garantice su calidad.

Figura 41. Zonas distinguibles en un terraplén



Fuente: Manual de carreteras del Ingeniero Luis Bañón B. – Jose F. Bevia G.

Los taludes de terraplen, igualmente estarán en función de los materiales empleados, pudiendo utilizarse los siguientes taludes que son apropiados para los tipos de materiales incluidos en el siguiente cuadro:

Tabla 3.41 Estabilidad de Taludes

Taludes de relleno	
Clase de terreno	Talud (H:V)
Enrocado	1:1
Suelos diversos compactos	3:2
Arena compactada	2:1

Fuente: Manual de carreteras del Ingeniero Luis Bañón B. – Jose F. Bevia G.

Se ha establecido una inclinación de 3:2 (H: V), para material ARENA COMPACTADA, debido a que no representan volúmenes de magnitud que alteren significativamente el costo del proyecto.

3.6.5. Diseño para la Estabilidad de Taludes

En los sectores donde se realizarán cortes, se producirán deslizamientos de material, con la finalidad de poder trabajar, se deben realizar cortes con talud de poca pendiente, terráceo del material suelto, cada 8 a 10m de altura, con cubierta vegetal nativa, el talud será el que permita la estabilidad del terreno.

El material que aflora en algunos tramos del camino, puede ser excavado con equipo pesado.

En los sectores donde hay afloramientos de gran magnitud y donde las rocas son semiduras a duras, con eventuales desprendimientos de tipo gravitacional, por la disposición de la roca y debido a su configuración geológica, se recomienda excavar por medio de voladuras, combinada con medios mecánicos. (Ver Anexos)

3.6.6. Importancia de la cohesión y el ángulo de rozamiento en la estabilidad de un talud

Ángulo de Fricción

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \text{Tan } \Theta$$

El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son:

- Tamaño de los granos.
- Forma de los granos.
- Distribución de los tamaños de granos.
- Densidad.

Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

En suelos eminentemente granulares en los que no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y se los denomina Suelos no Cohesivos.

Cohesión aparente

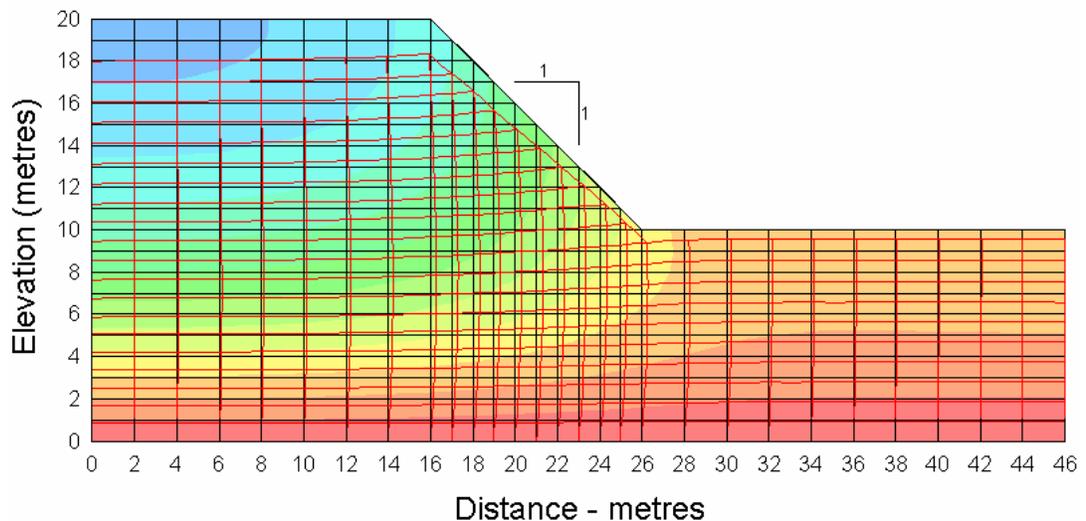
En los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares, a este fenómeno se lo conoce como cohesión aparente. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación.

3.6.7. Métodos de cálculo

Los métodos de cálculo para el análisis de estabilidad de taludes pueden clasificarse en dos grupos: métodos de análisis límite y métodos de equilibrio límite.

Métodos de análisis límite: presenta cierto grado de complejidad ya que necesita de la aplicación del método de elementos finitos, pero permite el cálculo de deformaciones, así como el de esfuerzos, tomando en cuenta la ley de comportamiento del material.

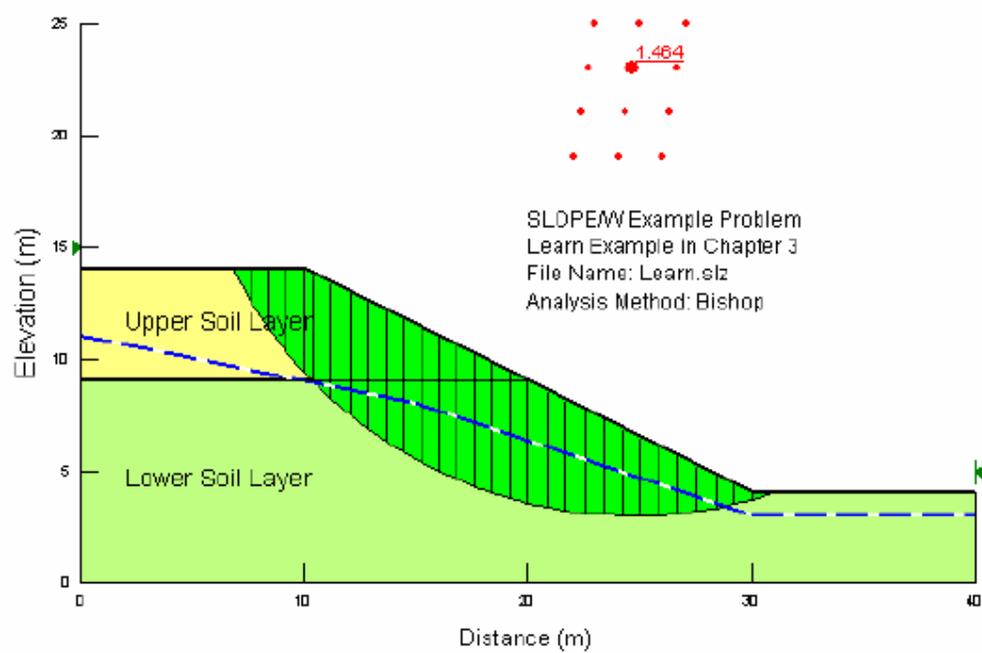
Figura 42. Método de análisis límite



Fuente: Elaboración propia

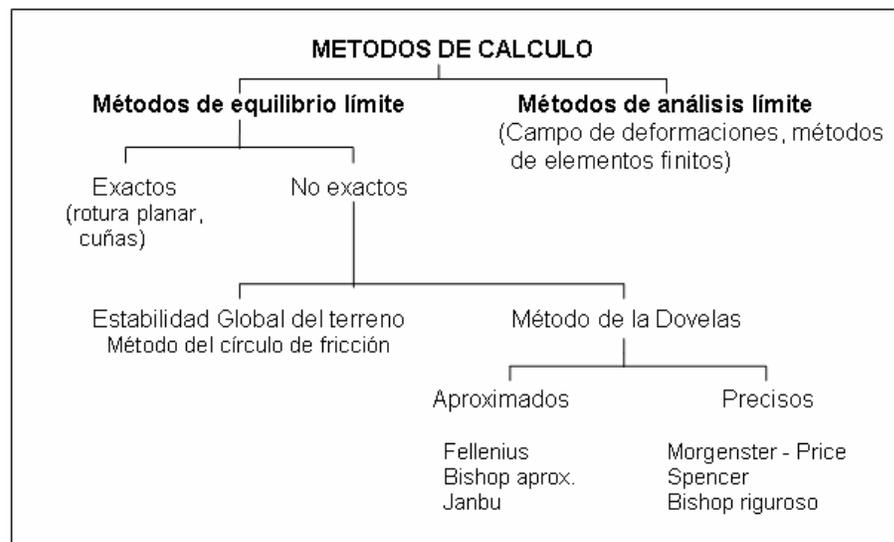
Métodos de equilibrio límite: se evalúa el talud en su estado de falla, basándose en las consideraciones de equilibrio límite. El talud se desliza a lo largo de una superficie de falla, en donde se moviliza toda la resistencia al corte del material.

Figura 43. Método de equilibrio límite



Fuente: Elaboración propia

Figura 44. Método de cálculos



Fuente: Elaboración propia

3.6.7.1. Métodos exactos

La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura, etc.). Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, como por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas.

3.6.11.2. Métodos no exactos

En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy en desuso, y los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

Los métodos de las dovelas o rebanas pueden clasificarse en dos grupos:

- Métodos aproximados: no cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo los métodos de *Fellenius*, *Janbu* y *Bishop simplificado*.
- Métodos precisos o completos: cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los de *Morgenstern-Price*, *Spencer* y *Bishop riguroso*. (Fernando Rodríguez, 2000).

3.6.8. Comparación de los diversos métodos

La cantidad de métodos que se utilizan, dan resultados diferentes y en ocasiones, contradictorios los cuales son una muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad.

Los métodos más utilizados por los ingenieros geotécnicos de todo el mundo, son el simplificado de Bishop y los métodos precisos de Morgenstern y Price y Spencer. Cada método da valores diferentes en el factor de seguridad.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, los factores de seguridad determinados por el método de Bishop difieren aproximadamente un 5% con respecto a soluciones más precisas. Mientras el método simplificado de Janbú

generalmente subestima el factor de seguridad hasta valores del 30 y en algunos casos los sobreestima hasta valores del 5%. Esta aseveración fue documentada por Freddlund y Krahn (1977). Los métodos que satisfacen el equilibrio en forma más completa son más complejos y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan, con frecuencia, problemas numéricos que conducen a valores irreales de F.S, por exceso o defecto.

Por las razones anteriormente expuestas, se prefieren los métodos más sencillos y fáciles de manejar como es el método simplificado de Bishop. Todos los métodos que satisfacen el equilibrio completo, dan valores similares del factor de seguridad. No existe un método de equilibrio completo que sea significativamente más preciso que otro. El método de Spencer es más simple que el de Morgenstern y Price o el de Chen y Morgenster. Los métodos de Morgenstern son más flexibles para tener en cuenta diversas situaciones de fuerzas entre dovelas; no obstante, se debe tener en cuenta que la dirección de las fuerzas entre partículas en estos métodos, no afecta en forma importante el resultado del factor de seguridad. El método de Sarma, tiene ciertas ventajas en relación con los demás métodos, para el análisis sísmico.

Figura 45. Listado de tablas para cálculos de estabilidad de taludes

Autor	Parámetros	Inclinación de talud	Método analítico utilizado	Observaciones
Taylor (1948)	c_u c, ϕ	0-90° 0-90°	$\phi = 0$ Círculo de fricción	Análisis no drenado. Taludes secos solamente.
Bishop y Morgenstern (1960)	c, ϕ, r_u	11-26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua.
Gibson y Morgenstern (1960)	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Spencer (1967)	c, ϕ, r_u	0-34°	Spencer	Círculos de pic solamente.
Janbú (1968)	c_u c, ϕ, r_u	0-90°	$\phi = 0$ Janbú GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión.
Hunter y Schuster (1968)	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Chen y Giger (1971)	c, ϕ	20-90°	Análisis límite	
O'Connor y Mitchell (1977)	c, ϕ, r_u	11-26°	Bishop	Bishop y Morgenstern (1960) extendido para incluir $N_c = 0.1$
Hoek y Bray (1977)	c, ϕ c, ϕ	0-90° 0-90°	Círculo de fricción Cuña	Incluye agua subterránea y grietas de tensión. Análisis de bloque en tres dimensiones.
Cousins (1978)	c, ϕ	0-45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor (1948).
Charles y Soares (1984)	ϕ	26-63°	Bishop	Envolvente de falla no lineal de Mohr-Coulomb.
Barnes (1991)	c, ϕ, r_u	11-63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulos del talud.

Fuente: Elaboración propia

3.6.9. Equilibrio límite y factor de seguridad

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación.

El sistema de equilibrio límite supone que, en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de Dovelas desarrollados a inicios del siglo XX y existe Software muy fácil de utilizar. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión.

Tabla 3.42 Tabla descripción métodos

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	de fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	de momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de la superficie de falla	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.

Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficientes sísmicos. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla	Análisis Esfuerzos y deformaciones	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral logarítmica	Espiral Logarítmica	Momentos y fuerzas	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.

Fuente: Elaboración propia

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al Corte}}{\text{Esfuerzo al Corte}}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$F.S. = \frac{\text{Momento.Re sistente}}{\text{Momento.Actuante}}$$

Existen, además, otros sistemas de plantear el factor de seguridad, tales como la relación de altura crítica y altura real del talud y método probabilístico.

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie.

Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del Factor de Seguridad.

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

$$F.S. = \frac{\sum \text{Re sistencias.al.Corte}}{\sum \text{Esfuerzos.al.Corte}}$$

3.6.10. Condiciones drenadas o no drenadas

Se dice que una condición es drenada cuando el agua es capaz de fluir hacia afuera o hacia adentro de la masa de suelo cuando es sometida a una carga y no se producen presiones de poro debido a que el agua se puede mover libremente al aumentar o disminuir el volumen de vacíos como respuesta a un cambio en las condiciones de carga. (Jaime Suarez, 2002)

Se dice que una condición es no-drenada cuando el agua no es capaz de fluir en el momento en el cual el suelo es sometido a una carga y se produce entonces, presión de poros; debido a que el agua no se puede mover libremente como respuesta a la tendencia al cambio del volumen de vacíos por acción de la carga. (Jaime Suarez, 2002)

Se recomienda que para los taludes en los cuales la causa de la falla es el aumento de la presión de poros debida a las lluvias, como en nuestro caso, el problema debe analizarse como condición drenada.

3.6.11. Métodos de Análisis

El análisis de la estabilidad de un talud es un proceso de tanteos, con suposiciones de las condiciones más críticas que en un momento dado in pueden presentar.

En términos generales los pasos a seguir son:

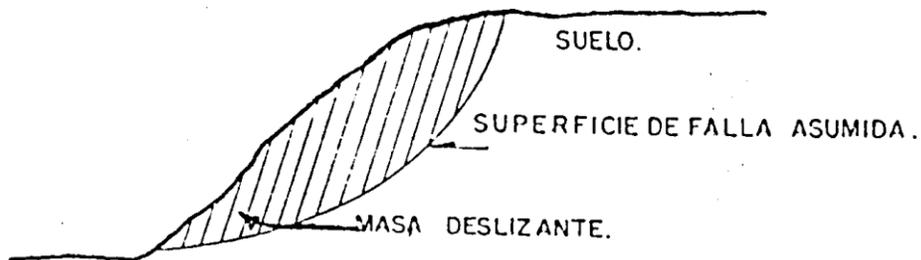
1. Se supone una superficie de falla, la cual puede ser

- El pie del talud
- La baso del talud
- El talud

Después de haber hecho esto se habrá determinado:

- Una masa deslizando
- Una superficie de deslizamiento

Figura 46. Determinación de la masa deslizando



Fuente: Elaboración propia

Al haber definido la masa deslizando, se podrá calcular las fuerzas que producen el deslizamiento, llamadas también fuerzas motoras.

Al haber definido la superficie de falla se podrá calcular las fuerzas que se oponen al deslizamiento, llamadas también fuerzas resistentes.

2. Calcular los momentos:

Momentos resistentes

Momentos Motores o Deslizantes.

3. Calcular el factor de seguridad (F.S) para la superficie de falla dada

- a. Si la falla es del tipo translacional, el F.S. resulta de comparar las fuerzas:

$$F. S. = \sum \text{Fzas Resistentes} / \sum \text{Fzas Deslizantes.}$$

- b. Si la falla es del tipo rotacional, el F.S. resulta de comparar los momentos.

$$F.S. = \sum \text{Mtos. Resistentes} / \sum \text{Mtos. Deslizantes}$$

El F.S. hallado es para la superficie de falla, asumida y no necesariamente es el F.S. del talud.

Al repetir los pasos anteriores para otras superficies de falla, se obtendrá un F.S. mínimo el cual corresponde al del talud.

Tabla 3.43 Significado de los factores de seguridad (sowers y sowers).

F.S.	Significado
Menor que 1	Inseguro
1.0 - 1.2	Seguridad dudosa
1.2 - 1.4	Satisfactorio para cortes y terraplenes, dudosa para presas
1.5	Seguro para presas

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentan algunos métodos de análisis universalmente conocidos para el cálculo del Factor de Seguridad.

3.6.11.1. Método Sueco

Aplicable para suelos netamente cohesivos ($C \neq 0$, $\phi = 0$)

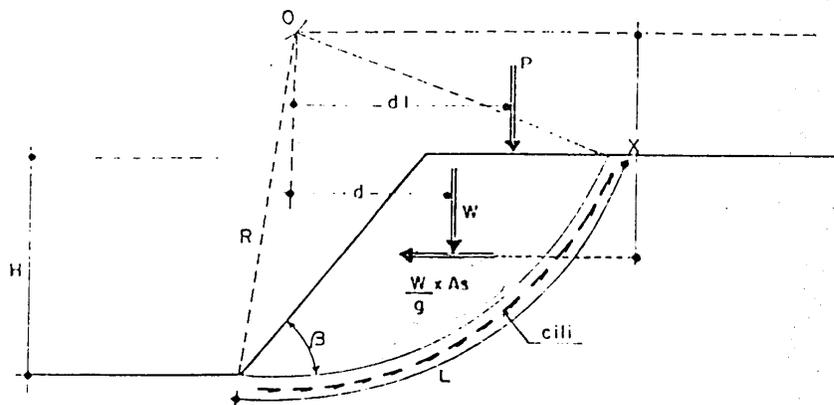
El F.S. calculado por éste método da valores entre 10 a 15% más bajos que otros métodos más exactos. Es empleado para casos de práctica común; debido a que es muy sencillo y en el caso de taludes en los cuales el riesgo no es grande.

Este método se puede aplicar a cualquier pendiente y combinación de fuerzas, siempre que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo sea independiente de los esfuerzos normales al plano de la falla ($T = C$), tales como las arcillas poco sobreconsolidadas y taludes después de construidos o en los casos de aplicación de nuevas cargas sobre él.

- Se elige una circunferencia que puede considerarse como posible círculo crítico.
- Se determinan las fuerzas actuantes y las resistentes.
- Se calculan los momentos.
- Por último, se determina el factor de seguridad.

En la siguiente figura se indica los pasos a seguir:

Figura 47. Fuerzas que actúan en el deslizamiento.



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de momentos actuantes o deslizantes:

$$Mm = W * d + p * d_1 + \frac{W}{g} * A_s + X$$

Cálculo de momentos resistentes:

$$Mr = R \quad C_i * L_i = R * C * L$$

Determinación del factor de seguridad (PS)

$$F.S. = M_R / M_m$$

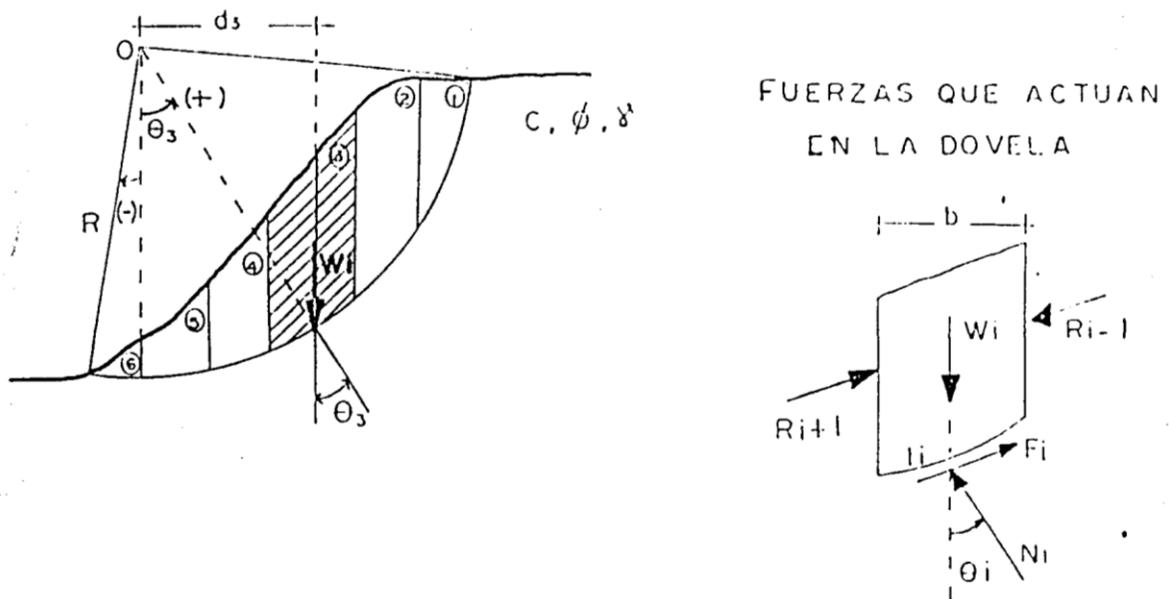
3.6.11.2. Método Ordinario o de Fellenius

Es conveniente utilizar éste método cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es función de los esfuerzos normales o sea. : $T = C + \sigma \tan \phi$

Consiste en:

- Darse una superficie de falla circular
- Dividir la zona de falla en una serie de franjas verticales o dovelas de cualquier espesor.
- Determinar las fuerzas que actúan en cada dovela.
- Calcular los momentos resistentes y los momentos motores que actúan a lo largo de la superficie de falla.
- Calcular el F.S.

Figura 48. Diagrama utilizado por Fellenius.



Fuente: Elaboración propia

Dónde:

b = Ancho de dovela

l_i = Arco de la dovela

θ_i = Ángulo que forma la vertical que pasa por el centro de gravedad de cada dovela y la normal a la base de la dovela, puede ser (+) o (-).

W_i = Peso de cada dovela

R_{i-1} y R_{i+1} = Fuerzas laterales de las dovelas

F_i = Fuerzas tangenciales en la base de la dovela.

N_i = Fuerzas normales en la base de la dovela.

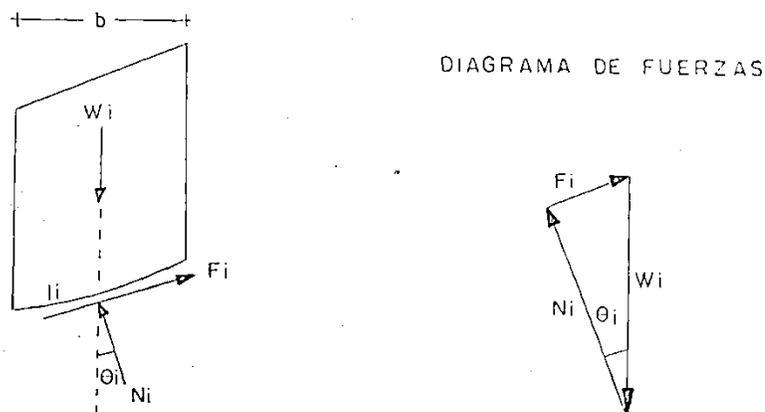
Este método asume que:

Las fuerzas R_{i-1} y R_{i+1} se convierten en reacciones interiores cuando se pasa de una dovela a otra y por lo tanto la suma de momentos de estas fuerzas es nula.

Pues al sumar los momentos producidos por estas fuerzas, lo único que queda son las reacciones para los puntos extremos (primar y última dovela) donde la altura de cada dovela es nula, con lo que resulta valores nulos.

Fuerzas que se deben considerar según Fellenius.

Figura 49. Fuerzas consideradas por Fellenius



Fuente: Elaboración propia

Donde:

W_i = Conocida en magnitud y dirección

N_i = Conocida en dirección y desconocida en magnitud

F_i = Conocida en dirección y desconocida en magnitud

Cálculo de Momentos:

$$M_R = \sum R.FI = R \sum (C_i \cdot l_i + N_i \cdot \tan\phi)$$

$$N_i = W_i \cdot \cos\theta_i$$

$$M_R = R \sum (C_i l_i + W_i \cos\theta_i \tan\phi)$$

$$M_m = \sum d_i \cdot W_i = R \sum W_i \cdot \text{Sen}\theta_i$$

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum (C_i \cdot l_i + W_i \cos\theta_i \tan\phi)}{\sum W_i \cdot \text{Sen}\theta_i}$$

Observaciones a esta ecuación:

1) Para facilitar los cálculos y poderlos tabular se sustituye:

$$l_i = b / \cos\theta$$

2) El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y se desarrolla en la base de las dovelas y tiene siempre dirección contraria al movimiento, la suma que se hace es aritmética.

3) En cuanto al momento motor, existen dovelas que dan momentos estabilizantes y desestabilizantes, por lo tanto la suma es algebraica.

4) Se aconseja tomar de 8 a 12 dovelas como máximo, para obtener un resultado satisfactorio.

5) El F.S. calculado es para el círculo asumido y no es el del talud.

Casos que se pueden contemplar con este método:

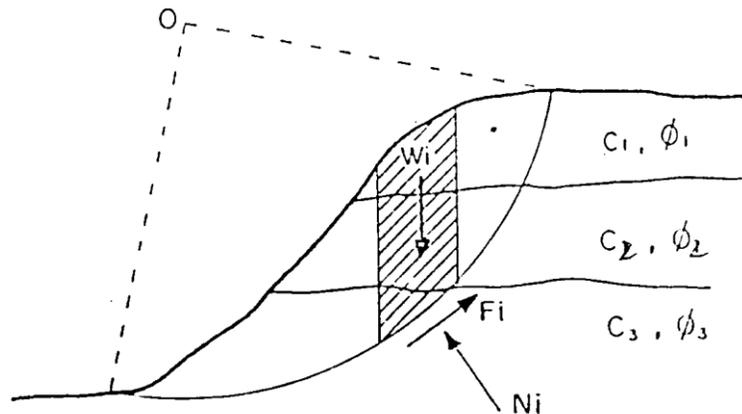
a) Cuando hay varios estratos con diferentes resistencias al esfuerzo cortante.

- Se puede aplicar la misma expresión, pero teniendo en cuenta que:

C_i = Es la cohesión en la base de cada dovela.

ϕ_i = Es el ángulo de fricción interna en la base de cada dovela

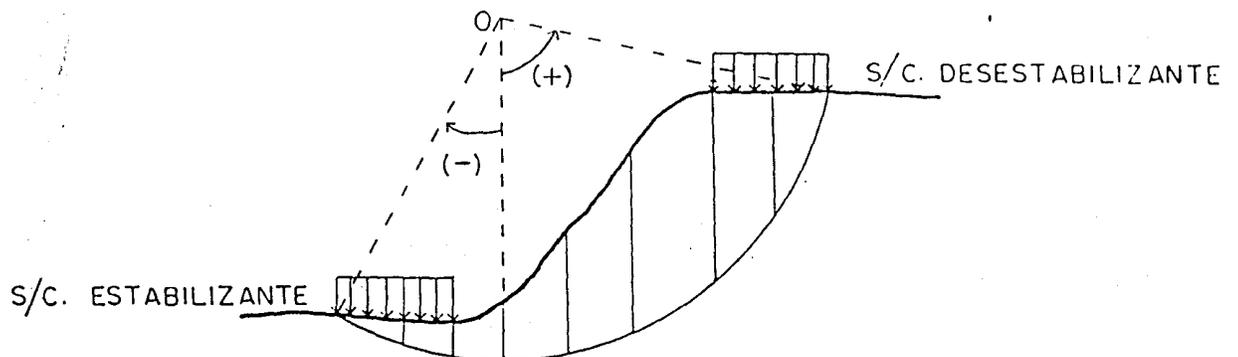
Figura 50. Talud con diferentes estratos



Fuente: Elaboración propia

b) Si hay sobrecarga su efecto se debe incluir sobre las dovelas en las cuales actúa y puede haber sobrecargas estabilizantes y desestabilizantes.

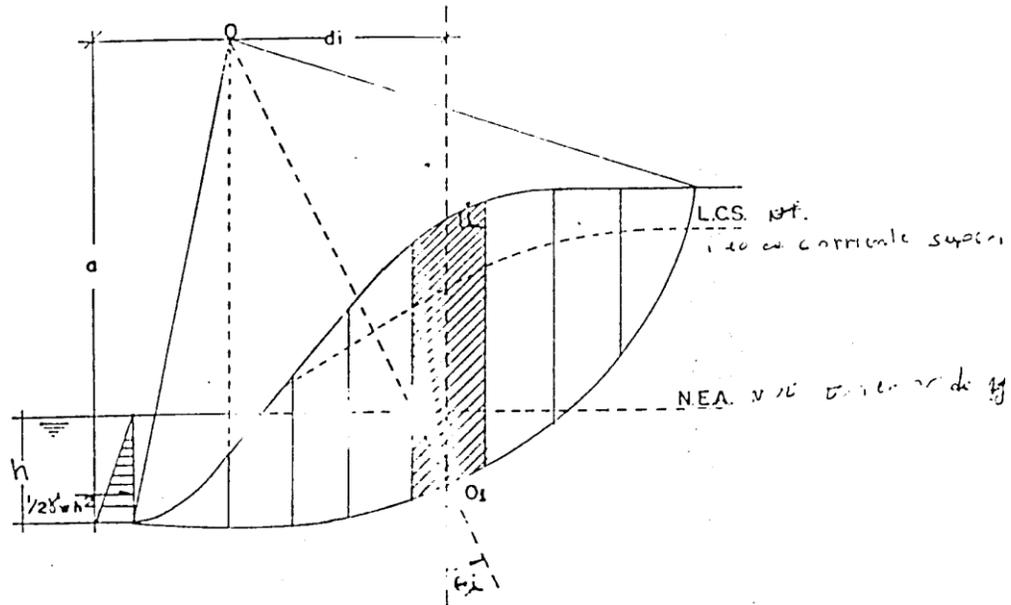
Figura 51. Talud con cargas externas.



Fuente: Elaboración propia

c) Si el talud está parcialmente sumergido y experimenta flujo interno de agua, se puede aplicar este método.

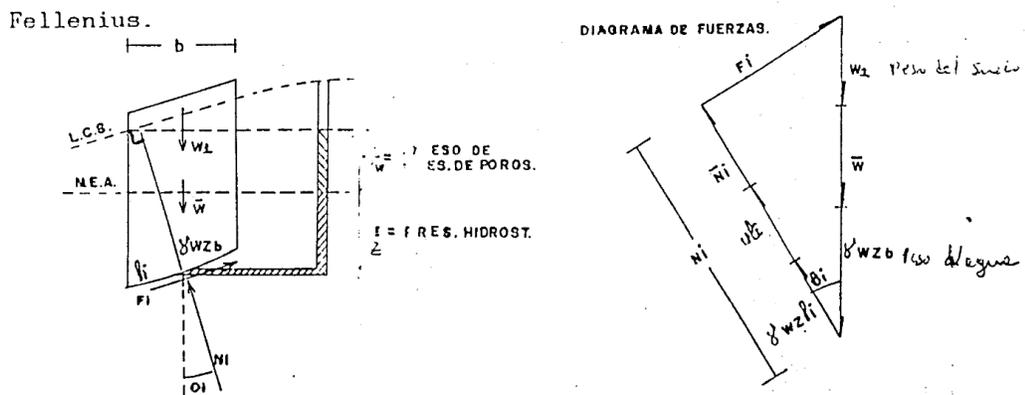
Figura 52. Talud parcialmente sumergido.



Fuente: Elaboración propia

Nuevamente haciendo un análisis de las fuerzas que actúan en una dovela típica y con base en la suposición de Fellenius el cual asume que las fuerzas en las caras laterales son nulas, se tienen las siguientes fuerzas que deben considerarse según Fellenius

Figura 53. Fuerzas actuantes en talud parcialmente sumergido.



Fuente: Elaboración propia

Donde:

W_i = Peso de la dovela situada por encima del N.E.A., se calcula con γ

W = Peso de la dovela que está situada por debajo del N.E.A, se calcula con $\gamma = \gamma - \gamma_w$

$\gamma_w Z_b$ = Peso del agua de la parte de la dovela que está por debajo del N.E.A.

μ = Exceso de presión de poros. Se presenta cuando hay flujo de agua y se mide por medio de la Red de Flujo o con un piezómetro.

Cálculo del momento resistente

Este momento depende de la resistencia que se desarrolla en la base de la dovela. Puede ser en esfuerzos efectivos.

$$F_i = C_i l_i + \bar{N}_i \tan \phi$$

Según el polígono de fuerzas

$$\bar{N}_i = (W_i + \bar{W} \cos \theta_i - \mu l_i)$$

El momento resistente

$$M_R = R \sum (C_i l_i + \bar{N}_i \tan \phi)$$

Cálculo del momento motor

$$M_m = R \sum (W_1 + W) \sin \theta_i$$

$$F.S. = \frac{\sum c_i l_i + \bar{N}_i \tan \phi}{\sum (W_1 + \bar{W}) \sin \theta_i}$$

3.6.11.3. Método de Bishop

Para superficie de falla circular, se siguen los mismos pasos del método de Fellenius.

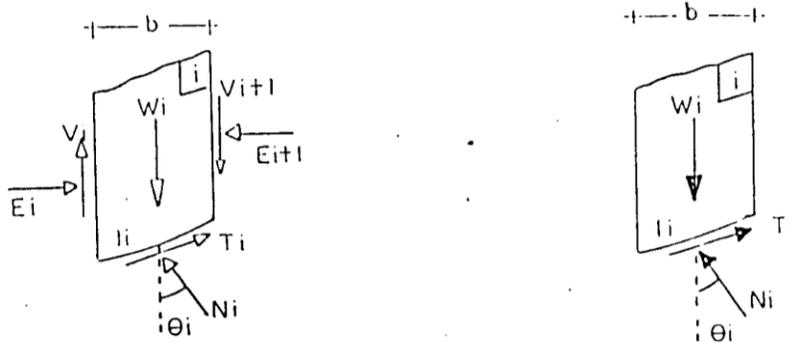
Este método supone que las fuerzas que actúan en las caras laterales de una dovela, tienen una resultante nula en la dirección vertical o sea que

$\Sigma(V_n - V_{n-1}) = \emptyset$, con lo cual elimina correctamente las fuerzas E_i , en general mucho más importante que las fuerzas V_i .

Fuerzas que actúan en una dovela.

Fuerzas que actúan en una dovela según Bishop modificado.

Figura 54. Fuerzas actuantes según Bishop.



Fuente: Elaboración propia

Donde:

W_i = Peso de la dovela

N_i = Fuerza normal a la base de la dovela

T_i = Fuerza resistente que está actuando en el momento del análisis.

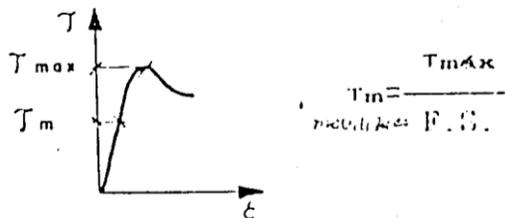
$$T_i = \frac{T}{F.S.}$$

Para el equilibrio de la masa se debe cumplir que:

$$\Sigma F_v = 0$$

$$\Sigma M_o = 0$$

Figura 55. Gráfica de esfuerzos



$$T_m = \frac{T_{max}}{n_{coeficiente} F.S.}$$

Fuente: Elaboración propia

Después de hacer el equilibrio de fuerzas y de momentos se llega a la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\sum(Cib + Witan\phi)/(cos\theta_i + sen\theta_i * \frac{tan\phi}{F.S.}}{\sum(Wi sen\theta_i)}$$

Pero: $M\theta_i = cos\theta_i + sen\theta_i \frac{tan\phi}{F.S.}$

$$F.S. = \frac{\sum(Cib + Witan\phi)/M\theta_i}{\sum(Wi sen\theta_i)}$$

Donde:

Ci = Cohesión en la base de la dovela

b = Ancho de la dovela

Wi = Peso de la dovela

θ_i = Ángulo que forma la vertical y la normal en el centro de gravedad de la base de la dovela y puede ser (+) o (-)

$M\theta_i$ = Se calcula con una fórmula que se basa en θ_i y $\tan\phi/F.S.$

Nota: Esta ecuación da un F.S. para un cálculo tentativo, debe resolverse por un proceso interactivo, debido a que el F.S. está en ambos lados de la ecuación, pero su convergencia es rápida.

Cuando el talud está parcialmente sumergido y hay flujo de agua.

$$F.S. = \frac{\sum[Cib + (W_1 + \bar{W} - uib)tan\phi]/M\theta_i}{\sum(W_1 + \bar{W})sen\theta_i}$$

Donde:

W_1 = Peso de la dovela situada por encima del N.E.A. se calcula con γ .

W = Peso de la dovela que está situada por debajo del N.E.A. se calcula con $\gamma = \gamma - \gamma_w$

M = Exceso de presión de poros, se presenta cuando hay flujo de agua y se mide por medio de la Red de Flujo o con un piezómetro.

Nota: Para medir el exceso de presión de poros, si no se ha trazado la Red de Flujo es buena aproximación medir μ en la vertical de cada dovela.

En el análisis de estabilidad de taludes se presentan dos factores que lo dificultan. El primero es la presencia de suelos heterogéneos, lo que determina que las propiedades del suelo en los taludes no sean homogéneas e isotrópicas. El segundo está relacionado con las condiciones de borde que definen la red de flujo, las cuales en la mayoría de los casos solo se conocen de una manera aproximada.

Para resolver las dificultades anteriores, se adoptan las siguientes simplificaciones:

- a. Se utiliza una sección promedia típica y se asume que no actúan esfuerzos de corte de dirección normal a la sección, y por lo tanto, que tenemos un caso bidimensional de esfuerzos. La masa que se analiza tiene dimensión unitaria en dimensión normal a la sección.
- b. Se asume que la sección promedio está formada por suelos uniformes, cada uno con propiedad constante. En la mayoría de los casos se supone que toda la masa está formada por un solo tipo de suelo.
- c. Se asume que la resistencia al corte de cada suelo individual presente en la sección se puede expresar mediante la ecuación de Morh-Coulomb.
- d. Se asume que las condiciones de flujo de agua y las presiones correspondientes, representadas por una red de flujo, son conocidas.

3.6.12. Verificación de la estabilidad del talud

3.6.12.1 Criterios utilizados

Para recomendar la respectiva inclinación de corte de los taludes a adoptarse se han tomado en cuenta los siguientes aspectos:

Tipo de roca y/o suelo. Según el tipo de roca y/o suelo se ha adoptado una inclinación de corte específica, en base a los análisis de estabilidad efectuados.

Altura de corte. Para cortes menores a 2 metros de alto se ha adoptado inclinaciones de 1H:2V sin hacer referencia al tipo de material, y para cortes en los que la inclinación de corte más apropiada se pone paralela a la pendiente del talud, se ha forzado la inclinación de corte del talud.

Pendiente original del terreno. Se ha comparado y tratado de mantener en muchos casos la pendiente original del terreno.

Estratificación de las rocas. Se ha tomado en cuenta el carácter favorable o desfavorable de los planos de estratificación con respecto al trazo del eje de proyecto.

Se ha realizado un análisis estadístico de la altura de los cortes de taludes con la inclinación de los cortes designados en el diseño final, es decir con inclinación de 1H:4V (76 grados) entre las progresivas 1+280 – 1+560

Los resultados nos señalan que las alturas de corte comprendidos entre los 25 y 40 metros corresponden al 2%, las alturas de corte comprendidos entre los 10 y los 25 metros de altura corresponden al 8.5%, las alturas comprendidas entre los 4 y 10 metros corresponden al 20.5% y finalmente los cortes de taludes que tienen una altura menor a los 4 metros corresponden al 16%, el restante 53% corresponden al relleno de terraplenes.

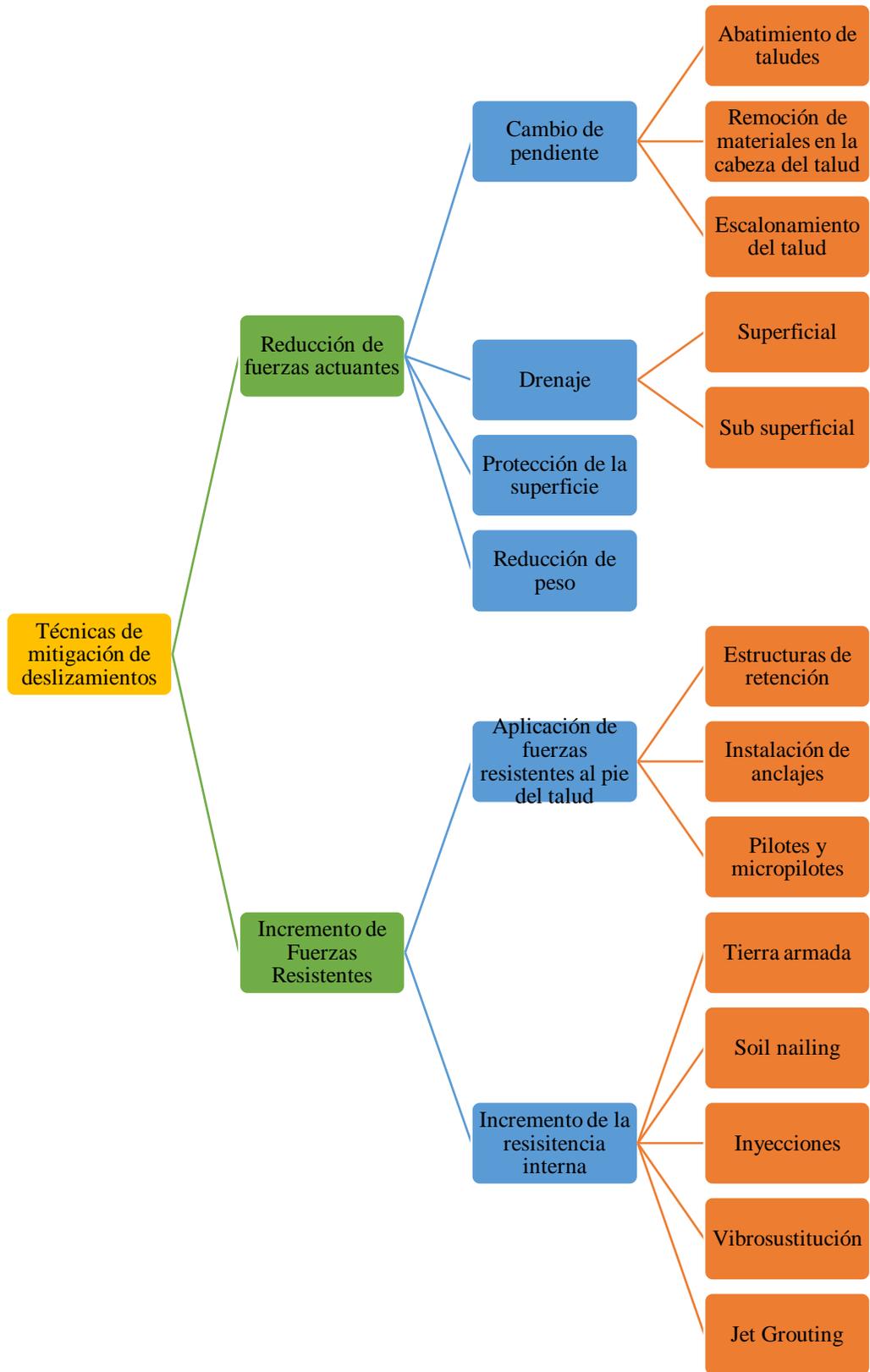
Por lo señalado se deduce que el mayor porcentaje de corte tiene alturas menores a los 10 metros y que predominan los rellenos para la construcción de terraplenes, sobre los cortes de taludes.

Con los cambios en la inclinación de los cortes de taludes que recomiendo la altura del corte va a variar mínimamente debido a que las inclinaciones de las laderas son muy suaves y debido también a que la mayor parte de los cortes se realizarán sobre superficies sub horizontales.

En todos los casos para el cálculo del FS, se ha considerado un talud que presenta un nivel freático máximo, por ser el más desfavorable.

3.6.12.2. Alternativas de estabilización de taludes

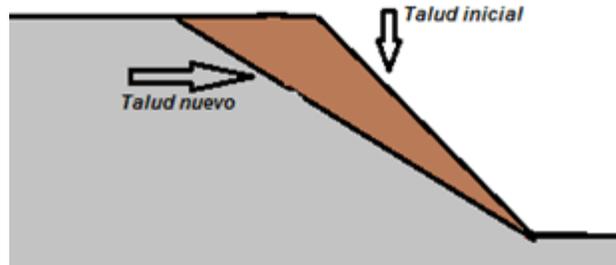
Se presenta una clasificación general de las alternativas mediante técnicas de mitigación en los deslizamientos de taludes.



3.6.12.3. Abatimiento o cambio de pendiente de taludes

El abatimiento de taludes es la modificación de su pendiente con el fin de lograr que esta sea menor para aumentar su estabilidad; este método puede ser aplicando tanto a taludes de corte como de relleno. Este método funciona tanto para materiales sueltos como rocosos, aunque resulta más efectivo en suelos friccionantes. Su uso no es recomendado para taludes de gran altura debido al elevado costo que este implicaría.

Figura 56. Cambio de pendiente en talud

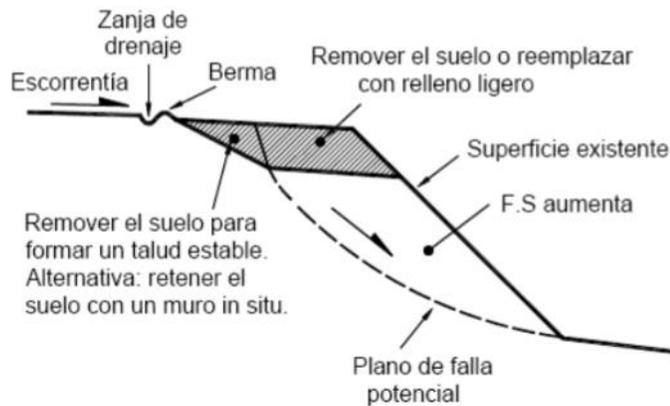


Fuente: Elaboración propia

3.6.12.4. Remoción de materiales en la cabeza del talud

La remoción de una suficiente cantidad de materiales en la parte superior del talud puede resultar en un equilibrio de fuerzas que mejore la estabilidad del talud.

Figura 57. Diagrama conceptual del efecto de la remoción

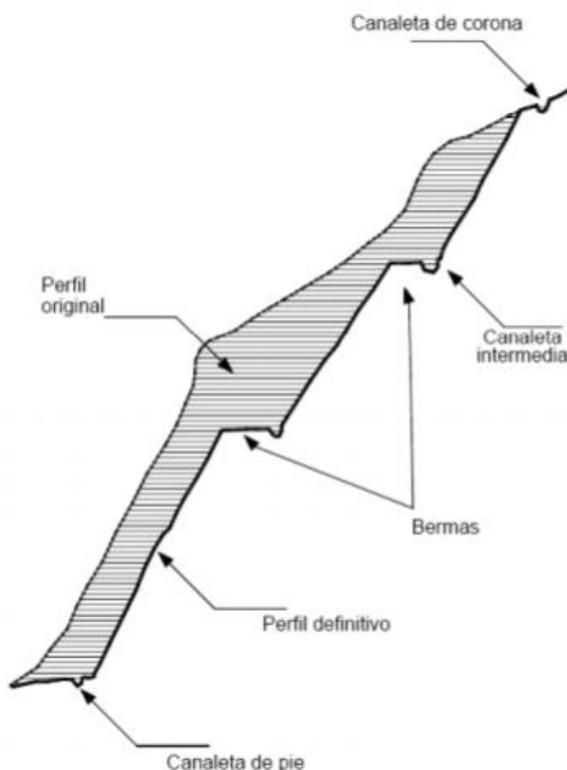


Fuente: Elaboración propia

3.6.12.5. Escalonamiento del Talud

El escalonamiento de taludes consiste en la construcción de descansos planos en las zonas medias de los taludes conocidas con el nombre de “bermas”. Se llama berma a las masas de tierra que se cortan o compactan adecuadamente e en el lado exterior del talud, con el fin de mejorar su estabilidad; para su construcción generalmente se usan materiales similares a los del talud que se trata de mejorar.

Figura 58. Estabilización por conformación del talud y bermas



Fuente: Elaboración propia

3.6.12.6. Drenaje superficial

Los drenajes superficiales deben ser diseñados para evitar la llegada y acumulación de agua en el talud, sobre todo en la zona de la cabeza y en el caso de taludes escalonados, en las bermas, ya que es frecuente que se produzcan encharcamientos en la época de lluvia en estas zonas planas. Las principales obras de drenaje superficial son cunetas, contra cunetas y cajas.

3.6.12.7. Drenaje subterráneo o subdrenaje

El drenaje subterráneo en un talud se proyectará para controlar y/o limitar la humedad de la superficie y de los diversos elementos de un talud.

3.6.12.8. Protección de la superficie

Las técnicas de protección de la superficie o revestimiento de taludes, es utilizada para la prevención y protección de erosión en los mismos, protegiendo sus zonas críticas y cumpliendo las funciones de disminución de la infiltración y mantenimiento del suelo en condiciones estables de humedad. Estas estructuras de revestimiento son aplicables a taludes geotécnicamente estables.

Geo sintéticos.

En general, son elementos planos y flexibles que se acomodan y adhieren a la superficie del terreno, evitando que el agua y el viento entren directamente en contacto con el suelo y provoquen erosiones. Pueden ser biomantas, geomantas, geoceldas o geocélulas.

Redes de alta resistencia

Son revestimientos que funcionan como protección ante la caída de piedras en taludes rocosos

Concreto Lanzado

Esta práctica tiene como objetivo revestir la superficie del talud ya conformado con una capa delgada de concreto a presión, o más bien dicho, mortero a presión, ya que la mezcla está compuesta básicamente por cemento y arena, con resistencia a la compresión de hasta 210 kg/m², de tal manera que éste se adhiera al suelo del talud y lo proteja de la erosión causada por el flujo de agua sobre su superficie.

Mortero

El objetivo que tiene esta práctica, es el mismo que el del concreto lanzado, con la única diferencia que el espesor es menor, además no es necesario ningún equipo en especial, basta con las herramientas de un albañil.

Mampostería o Piedra Pegada

Esta técnica consiste en revestir la superficie de un talud utilizando unidades de mampostería de concreto, arcilla u otro material similar que sea resistente a la erosión o bien piedra.

Capas Vegetales

Consiste en la siembra de pastos, ya sea a través de la siembra por semillas, tepes o fragmentos de las plantas mismas.

3.6.21.7. Reducción de peso

Basta decir que lo que se busca es la reducción de las fuerzas motoras, empleando en el cuerpo del terraplén materiales de bajo peso volumétrico.

Estructuras de Retención

La principal aplicación de este método es la prevención de deslizamientos, pero para que estas estructuras cumplan con su objetivo, es necesario que la superficie de falla formada o por formarse sea contenida por la estructura de retención; el efecto de este será nulo si no se aplica este concepto, que en muchos casos lleva a muros muy altos los cuales necesitan de una cimentación muy profunda, incrementando sus costos. Existen varios tipos de estructuras de retención en función de su manera de transmitir las cargas y son los muros rígidos y los muros flexibles donde a su vez son:

Muros de concreto armado

Muros de concreto ciclópeo

Muros de piedra

Muros de gaviones

Muros de llantas

3.6.12.10. Instalación de Anclajes

Los anclajes son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforadores desde el talud y cementadas. Estos elementos trabajan a tracción y colaboran a la estabilidad del talud.

Proporcionando una fuerza contraria al movimiento de la masa deslizante y produciendo un incremento de las tensiones normales en la superficie de falla potencial o existente, lo cual provoca un aumento de la resistencia al deslizamiento en a la superficie de talud.

3.6.12.11. Pilotes y micropilotes

La aplicación de pilotes y micropilotes en la estabilización de taludes se recomienda para controlar fallas de deslizamientos superficiales, ya que éstas generan fuerzas pequeñas; para su anclaje se recomienda que su altura no sea mayor de 5 metros, evitando el uso de pilotes muy esbeltos. Por lo general estos elementos trabajan en la estabilización de taludes formando pantallas.

3.6.12.12. Tierra Armada

El sistema de tierra armada es la combinación de elementos de concreto armado prefabricados o geotextiles, suelo compactado y refuerzos con geomallas.

3.6.12.13. Soil Nailing

El concepto fundamental del soil nailing consiste en reforzar el terreno mediante inclusiones pasivas, cercanamente espaciadas, para crear en el terreno una estructura de gravedad coherente que permita incrementar la resistencia global del suelo in situ.

3.6.12.14. Inyecciones

La técnica de estabilización de suelos mediante inyecciones consiste en introducir un agente cementante u otro suelo con diferentes características a las del talud a ser estabilizado con el fin de aumentar su resistencia a la deformación, disminuir su permeabilidad, controlar la erosión y los cambios de volumen. Esta técnica puede ser utilizada cuando se vaya a cimentar una estructura sobre un talud, para mejorar las propiedades resistentes de los materiales que componen el mismo. La estabilización puede ser mecánica o química. Ya sea estabilización con cal, cemento, con ligantes e hidrocarbonados.

3.6.12.15. Vibrosustitución

La vibrosustitución constituye un método de mejora del terreno mediante la rigidización que produce la introducción de columnas de grava en los orificios creados por el vibrador.

La grava proporciona una mejor transmisión de la fuerza vibratoria al suelo circundante y por lo tanto incrementa el efecto de densificación; además ayuda a controlar la presión de poros, ya que la columna de grava actúa como dren, y ayuda a reducir los esfuerzos cortantes en el suelo; debido a una concentración de esfuerzos en la columna por poseer ésta una mayor rigidez que el suelo adyacente.

3.6.12.16. Jet Grouting

Esta técnica se define como un método que propone cortar, mezclar y excavar el material in situ a través de energía hidráulica a una alta velocidad, y reemplazarlo por una mezcla de suelo cemento o lodocreto.

Según la norma ABC, los taludes de terraplenes de alturas mayores que 15 m deben ser objeto de un estudio especializado, del cual surgirá su adecuada inclinación.

Por lo que para el diseño geométrico se tomara en cuenta la norma ABC, haciendo énfasis en los datos mostrados.

3.7. DRENAJES

Estas obras del proyecto vial, abarca obras transversales como longitudinales. Las primeras son las que permiten el paso de las corrientes hídricas por medio de alcantarillas, transversales o sesgadas. Las obras hidráulicas longitudinales comprenden las cunetas y todo tipo de obras de control que se ubican en ambos lados de la plataforma. Estas concentran el agua que se escurre desde la plataforma hacia ambos lados y que también provienen de los terrenos laterales para luego, conducir las hacia las alcantarillas transversales y descargarlas en los cursos de agua o cauces existentes en la zona.

3.7.1. Drenaje superficial

Conjunto de obras destinadas a la recogida de las aguas pluviales o de deshielo, su canalización y evacuación a los cauces naturales, sistemas de alcantarillado o a la capa freática del terreno. Se divide en dos grupos:

- **Drenaje longitudinal:** El drenaje longitudinal abarca todas las obras que se ubican en ambos lados de la carretera y que cumplen la función de evacuar las aguas de una carretera de manera óptima, captando toda el agua que escurre por la calzada

como también la de las áreas laterales; entre éstas obras las más importantes son: Cunetas, Zanjas de coronamiento y sub drenes longitudinales.

- **Drenaje transversal:** El drenaje transversal es aquel que con sus obras permite el paso de las corrientes hídricas por medio de puentes y de alcantarillas, transversales o sesgadas al eje de la carretera. De acuerdo a las características de las corrientes hídricas pueden ser: Puentes, Alcantarillas menores (Pequeñas Quebradas o Torrenteras), Alcantarillas mayores (Quebradas), Alcantarillas de alivio.

3.7.2. Drenaje profundo

Su misión es impedir el acceso del agua a capas superiores de la carretera (especialmente al firme), por lo que debe controlar el nivel freático del terreno y los posibles acuíferos y corrientes subterráneas existentes. Emplea diversos tipos de drenes subterráneos, arquetas y tuberías de desagüe.

3.7.3. Evaluación de obras existentes.

Durante el trabajo realizado para el levantamiento topográfico, se realizó un levantamiento de información de las obras de arte existentes en el tramo.

Este levantamiento de información consistió de registrar las obras de arte existentes, su ubicación y sus dimensiones, producto de esta actividad se presenta un resumen de las obras de arte existentes que serán respetadas en el diseño actual.

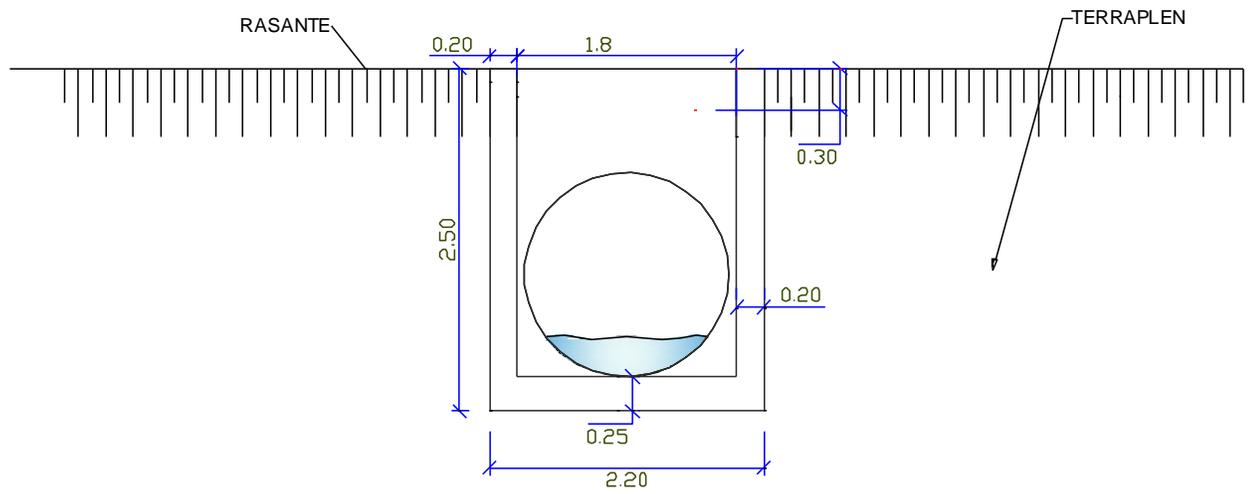
Se consideró respetar la mayor cantidad posible de obras de arte existentes, debido a que fueron recientemente construidas.

Al mismo tiempo se identificó el estado actual de estas obras que básicamente son alcantarillas.

A continuación, se presenta un resumen de las obras que serán respetadas y con su respectiva observación para el trabajo que será necesario para su reparación.

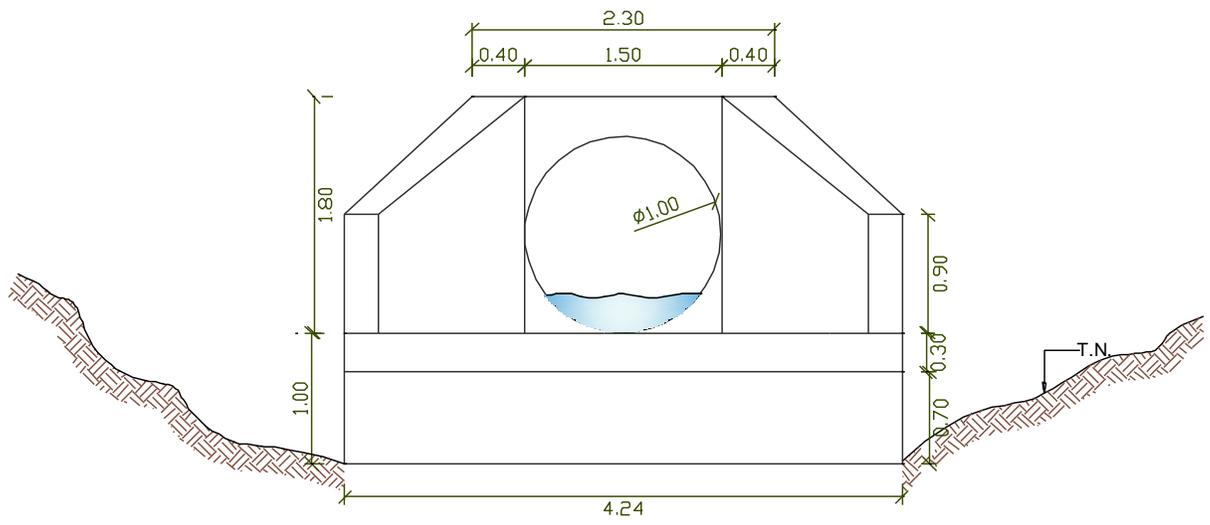
Las alcantarillas en su mayoría son de alivio, de sección circular de chapa ARMCO de diámetro de 1 metro, de igual forma se respetarán en tanto su posición se adecue al nuevo alineamiento horizontal y vertical.

Figura 59. Elevación Entrada Alcantarilla D=1m



Fuente: Elaboración propia

Figura 60. Elevación salida Alcantarilla D=1m



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.44 Resumen existente de alcantarillas

Alcantarillas existentes					
N°	Progresiva	Secc. Circular (mm)	Flujo	Ingreso	Salida
1	0+200	1000,00	D-I	Cajón	Cabecal
2	0+341	1000,00	D-I	Cajón	Cabecal
3	0+657	1000,00	D-I	Cajón	Cabecal
4	0+773	1000,00	D-I	Cajón	Cabecal
5	1+222	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
6	1+358	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
7	1+958	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
8	2+093	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
9	2+450	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
10	2+697	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
11	3+050	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
12	3+399	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
13	3+622	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
14	3+837	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
15	4+204	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
16	4+363	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
17	4+541	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
18	4+751	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
19	4+877	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
20	5+084	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
21	5+403	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
22	5+790	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal
23	6+311	1000,00	I-D	Cajón	Cabecal

Fuente: Elaboración propia

3.7.4. Criterios de diseño

3.7.4.1. Tiempo de retorno

Se usan los siguientes tiempos de retorno para las estructuras hidráulicas de la ruta: Para cunetas se utilizará 5 años y para alcantarillas de alivio y cruce 10 años.

Tabla 3.45 Tiempo de retorno

Drenaje de la plataforma:	5 años
Alcantarilla menor:	10 años
Alcantarilla mayor:	25 años
Puentes:	50 años

Fuente: Manual de la Administradora Boliviana de Carreteras

3.7.4.2. Tiempo de concentración

Hidrológicamente está demostrado que el caudal máximo en una corriente de agua para una sección particular de interés, se produce para una lluvia o tormenta cuya duración es igual al tiempo de concentración.

Para la determinación del tiempo de concentración de la cuenca se utilizaron las siguientes formulas las cuales fueron promediadas para obtener un tiempo de concentración representativo.

$$\text{KIRPICH} \quad t_c = \frac{57 \left[\frac{L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right]^{0.385}}{60} \text{ [hrs.]}$$

Unidades de los parámetros a utilizar.

Donde:

A = Área de la cuenca (Km²)

L = Longitud del río principal (Km)

ΔH = Diferencia de cotas (m)

3.7.4.3. Coeficientes de escurrimiento “C”

Con relación al coeficiente de escurrimiento C, éste depende, entre otros factores, de la pendiente de la cuenca y del río, del tipo de suelo, de la geología y de la vegetación.

La norma A.B.C. nos proporciona ciertos valores de acuerdo al tipo del terreno.

Tabla 3.46 Coeficientes de escurrimiento “C”

Tipo de terreno	Coeficiente de escurrimiento
Pavimentos de adoquín	0,50 – 0,70
Pavimentos asfálticos	0,70 – 0,95
Pavimentos en concreto	0,80 – 0,95
Suelo arenoso con vegetación y pendiente 2% - 7%	0,15 – 0,20
Suelo arcilloso con pasto y pendiente 2% - 7%	0,25 – 0,65
Zonas de cultivo	0,20 – 0,40

Fuente: Administradora Boliviana de Carreteras.

3.7.4.4. Coeficiente de rugosidad “n”

De acuerdo al material de las alcantarillas se obtendrán los coeficientes de rugosidad de Manning se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 3.47 Coeficientes de rugosidad

Materiales	n
a) Hormigón	0,012
b) Metal corrugado	
Ondulaciones estándar (68 mm x 13mm)	0,024
25% revestido	0,021
Totalmente revestido	0,012
Ondulaciones medianas (76 mm x 25 mm)	0,027
25% revestido	0,023
Totalmente revestido	0,012
Ondulaciones grandes (152 mm x 51 mm)	
25% revestido	0,026
Totalmente revestido	0,012

Fuente: Administradora Boliviana de Carreteras

3.7.4.6. Estimación de caudales máximos

Una vez que se tienen las relaciones intensidad – duración – periodo de retorno, se pueden estimar los caudales máximos usando el método o fórmula racional.

Este método es usado, en general, para la estimación de caudales máximos en obras de alcantarillas en carreteras y otras obras de arte.

Método racional

La ecuación del método racional responde a la siguiente expresión:

$$Q = CU * \frac{C * I * A}{3.6}$$

Dónde:

Q = Caudal (m³/s).

CU= Coeficiente de Uniformidad (adimensional)

C = Coeficiente de escorrentía (relación entre la cantidad de agua que escurre entre el total de agua que se precipita).

I = Intensidad media máxima de precipitación (mm/hora), para una duración t y un periodo de retorno T.

A = Área de la cuenca o superficie drenada (km²).

3.7.5. Alcantarillas

Las alcantarillas son estructuras hidráulicas ubicadas transversalmente al camino cuya función es permitir el paso de corrientes de aguas superficiales ya sean naturales o artificiales.

3.7.6.1. Diseño de alcantarillas

El cálculo hidráulico considerado para establecer las dimensiones mínimas de la sección para las alcantarillas a proyectarse, es el establecido por la fórmula de Robert Manning para canales abiertos.

$$V = \frac{1}{n} * R_H^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

V = Velocidad (m/s)

RH = Radio Hidráulico (m)

S = Pendiente de la Cuenca (m/m)

n = Coeficiente de Manning

3.7.5.2. Longitud de las alcantarillas

La longitud de las alcantarillas depende del ancho de la calzada del camino, de la altura del terraplén de su talud y del ángulo de esviajado de la misma con respecto a la carretera.

3.7.6. Cunetas

Las cunetas son canales que se adosan a los lados de la carretera en el lado del corte. Permiten recibir los escurrimientos de origen pluvial propios del talud y los del área comprendida por la vía y el coronamiento del corte, cuyas principales misiones son:

- Recibir y canalizar las aguas pluviales procedentes de la propia calzada y de la escorrentía superficial de los desmontes adyacentes.
- En determinados casos, recoger las aguas infiltradas en el firme y terreno adyacente.
- Servir como zona de almacenaje de nieve, caso de estar en zona fría.
- Ayudar a controlar el nivel freático del terreno.

3.7.5.1. Dimensionamiento

El dimensionamiento de este tipo de elementos se realiza mediante la fórmula de Manning-Strickler, cuya expresión matemática es:

$$Q = V * S = K * S * R^{2/3} * J^{1/2}$$

Donde:

Q = Caudal desaguado por la cuneta en m³/s

V = Velocidad media de la corriente en m/s

K = Coeficiente de rugosidad de Manning

S = Sección mojada en m², variable con el calado (h)

R = Radio hidráulico en m. [sección mojada (S)/perímetro mojado (P)]

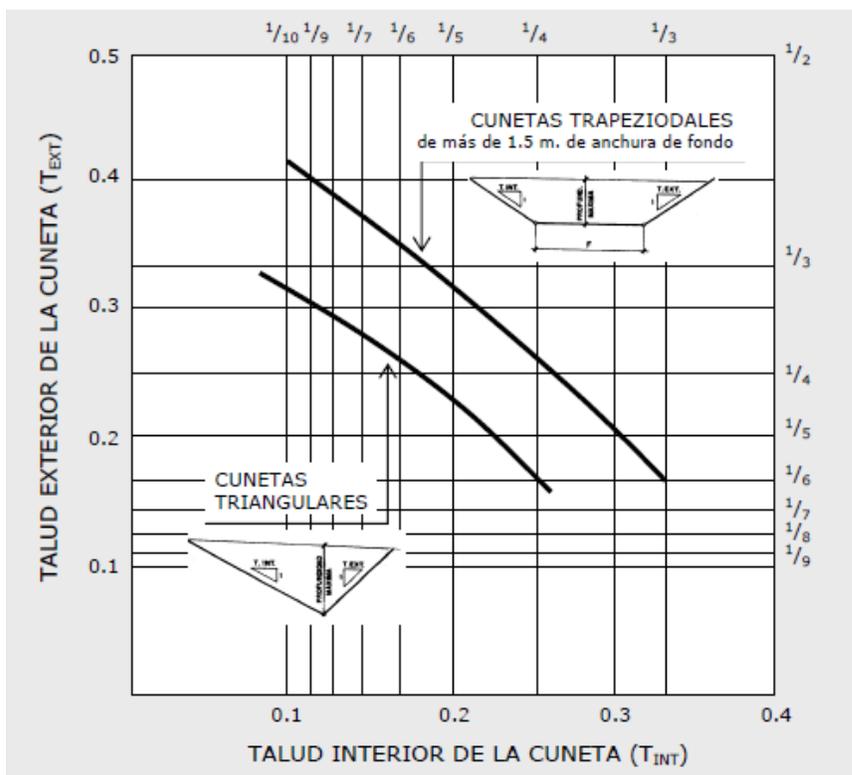
J = Pendiente de la línea de energía, que en régimen uniforme coincide con la pendiente longitudinal de la cuneta, en m/m

Es importante que la cuneta se halle lo suficientemente alejada del firme como para que su sección llena no produzca su inundación superficial o produzca infiltraciones en las capas del firme. En este sentido, es recomendable dejar un resguardo de al menos 50 cm. entre la superficie de rodadura y el máximo nivel de la lámina libre, así como impermeabilizar la cuneta para evitar filtraciones, o distanciarla de las capas resistentes del firme si éstas no están protegidas.

3.7.6.2. Elección de taludes externo e interno

También es importante que la geometría de las cunetas no suponga un peligro añadido para los vehículos que eventualmente se salgan de la calzada. En este sentido, la Instrucción recomienda adoptar taludes inferiores a 1/6, redondeando las aristas mediante acuerdos curvos de 10 m. de radio mínimo. Como económicamente este tipo de cunetas no es siempre justificable podrán emplearse otras más estrictas, aunque deberán estar separadas de la calzada mediante barreras de seguridad.

Figura 61. Taludes máximos en cunetas

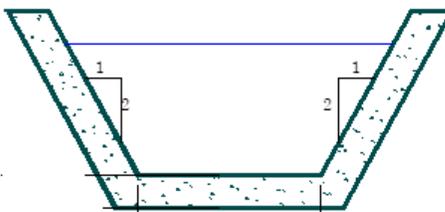


Fuente: Manual de carreteras del Ingeniero Luis Bañón B. – Jose F. Bevia G.

Sección típica

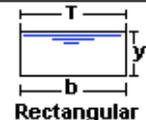
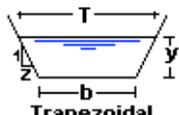
Esta sección fue diseñada observando las condiciones constructivas bajo las cuales la misma será materializada; en este caso se asume que las cunetas de corte serán construidas antes de la colocación de la carpeta asfáltica, utilizando para este fin una motoniveladora. Por esta razón, fue seleccionada una cuneta de sección trapezoidal de dos pendientes iguales.

Figura 62. Sección típica de cuneta rectangular



Fuente: Elaboración propia

Figura 63. Fórmulas abreviadas del radio hidráulico para secciones geométricas comunes

Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 <p>Rectangular</p>	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 <p>Trapezoidal</p>	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$

3.8. DISEÑO ESTRUCTURAL

3.8.1. Procedimiento Diseño de Pavimento en Afirmado

Se presenta una metodología para diseñar estructuras de pavimentos cuya capa de rodadura estará compuesta por material de afirmado en su totalidad, entendiéndose esta como una capa de material granular destinada a soportar las cargas del tránsito, que adicionalmente puede ser tratada por el control de polvo.

La metodología a desarrollarse permitirá diseñar de manera técnica y rápida el espesor de una capa de afirmado, teniendo en cuenta la resistencia de la subrasante y el tránsito estimado para un periodo de diseño.

En el funcionamiento estructural de las capas de revestimiento granular influye el tipo de suelo de las subrasante, el número total de los vehículos pesados durante el periodo de diseño, expresados en ejes equivalentes (EE); y los materiales cuyas propiedades mecánicas y comportamiento son conocidos y están considerados en las especificaciones técnicas generales para la construcción de carreteras vigente; también forma parte las estabilizaciones y mejoramientos de suelos de la sub-rasante o el tratamiento de las capas de revestimiento granular.

3.8.2. Secciones de capas de Afirmado

Para el dimensionamiento de los espesores de la capa de afirmado se adoptará cualquier método de diseño que satisfaga los requerimientos del proyecto.

Con frecuencia, para el dimensionamiento del espesor de la capa de afirmado se suele adoptar la fórmula de NAASRA, que relaciona el valor soporte del suelo (CBR) y la carga actuante sobre el afirmado, expresada en Número de repeticiones del Eje Equivalente:

$$e = [219 - 211 \times (\log_{10} CBR) + 58 \times (\log_{10} CBR)^2] \times \log_{10} \left(\frac{N_{rep}}{120} \right)$$

Donde:

e= Espesor de la capa de afirmado en mm.

CBR= Valor del CBR de la sub-rasante en %

Nrep= Número de repeticiones de EE para el carril de diseño.

A continuación se presentan los espesores de afirmados propuestos considerando sub rasantes con CBR > 6% hasta un CBR<30% y tráfico con número de repeticiones de hasta 300000 ejes equivalentes.

Es necesario precisar que los espesores que representen sub rasantes con CBR menor a 6% (sub rasante pobre o sub rasante inadecuada), serán materia de un estudio específico de estabilización o reemplazo de suelo de la subrasante.

3.8.3. Materiales de afirmado

El material a usarse varía según la región y las fuentes locales de agregados, canteras de cerro o de río, también se diferencia si se utilizara como una capa superficial o capa inferior, porque de ello depende el tamaño máximo de los agregados y el porcentaje de material fino o arcilla, cuyo contenido es una característica necesaria en la carretera de afirmado.

El afirmado es una mezcla de tres tamaños o tipos de material: piedra, arena y finos o arcilla. Si no existe una buena combinación de estos tres tamaños, el afirmado será pobre.

El afirmado requiere de un porcentaje de piedra para soportar las cargas. Asimismo, necesita un porcentaje de arena clasificada, según tamaño, para llenar los vacíos entre las piedras y dar estabilidad a la capa y, necesariamente un porcentaje de finos plásticos para cohesionar los materiales de la capa de afirmado.

Existen pocos depósitos naturales de material que tiene una gradación ideal, donde el material sin procesar se puede utilizar directamente por lo que será necesario zarandear el

material para obtener la granulometría especificada. En general, los materiales serán agregados naturales procedentes de excedentes de excavaciones o canteras o podrán provenir de la trituración de rocas y gravas o podrán estar constituidos por una mezcla de productos de ambas procedencias.

3.8.4. Características del material de afirmado

Las características que deberá cumplir el material de afirmado será la que se describe. No obstante, es importante indicar que todos los materiales para afirmados no son los mismos, en tal sentido, la calidad del material debe determinarse mediante ensayos.

Para la dosificación y mezcla del material para afirmado, se tendrá con referencia y punto de partida las gradaciones que se recomiendan en la siguiente figura referidas a AASHTO M 147 y referidas a FHWA.

Figura 64. Gradación del material de afirmado

PORCENTAJE QUE PASA DEL TAMIZ	GRADACIÓN C	GRADACIÓN D	GRADACIÓN E	GRADACIÓN F
50 mm (2")				
37.5 mm (1½")				
25 mm (1")	100	100	100	100
19 mm (¾")				
12.5 mm (½")				
9.5 mm (3/8")	50 - 85	60 - 100		
4.75 mm (N° 4)	35 - 65	50 - 85	55 - 100	70 - 100
2.36 mm (N° 8)				
2.0 mm (N° 10)	25 - 50	40 - 70	40 - 100	55 - 100
4.25 um (N° 40)	15 - 30	25 - 45	20 - 50	30 - 70
75 um (N° 200)	5 - 15	5 - 20	6 - 20	8 - 25
Índice de Plasticidad	4 - 9	4 - 9	4 - 9	4 - 9
Límite Líquido	Máx. 35%	Máx. 35%	Máx. 35%	Máx. 35%
Desgaste Los Ángeles	Máx. 50%	Máx. 50%	Máx. 50%	Máx. 50%
CBR [referido al 100% de la Máxima densidad seca y una penetración de carga de 0.1" (2.5mm)]	Min. 40%	Min. 40%	Min. 40%	Min. 40%

Fuente: AASHTO M 147

Figura 65. Gradación del material de afirmado

PORCENTAJE QUE PASA DEL TAMIZ	FHWA – FP 03	FHWA – SD LTAP
50 mm (2")		
37.5 mm (1½")		
25 mm (1")	100(1)	
19 mm (¾")	97 – 100(1)	100
12.5 mm (½")		
9.5 mm (3/8")		
4.75 mm (N° 4)	41 – 71 (7)	50 - 78
2.36 mm (N° 8)		37 - 67
2.0 mm (N° 10)		
4.25 um (N° 40)	12 – 28 (5)	13 - 35
75 um (N° 200)	9 -16 (4)	4 - 15
Índice de Plasticidad	8 (4)	4 - 12
Límite Líquido	Máx. 35%	Máx. 35%
Desgaste Los Ángeles	Máx. 50%	Máx. 50%
CBR [referido al 100% de la Máxima densidad seca y una penetración de carga de 0.1" (2.5mm)] (*)	Min. 40%	Min. 40%
Nota: (1) = Procedimiento estadístico no aplica () = desviación admisible (±) del valor indicado		

Fuente: Federal Highway Administration – FHWA

Figura 66. Catálogo de capas de afirmado (Revestimiento Granular)

CBR %	EE	Tnp1	Tnp2	Tnp3	Tnp4
		< 25,000	25,001-75,000	75,001-150,000	150,001-300,000
CBR < 6%		25cm 	30cm 	30cm 	35cm
		25cm 	30cm 	30cm 	35cm
6% < CBR < 10%	CBR 6%-8%	25cm 	30cm 	30cm 	35cm
	CBR 8%-10%	20cm 	25cm 	25cm 	30cm
10% < CBR < 20%	CBR 10%-12%	20cm 	20cm 	25cm 	25cm
	CBR 12%-20%	15cm 	20cm 	20cm 	20cm
20% < CBR < 30%	CBR 20%-30%	15cm 	15cm 	15cm 	15cm
CBR ≥ 30%		15cm 	15cm 	15cm 	15cm



Afirmado

Fuente: En base a ecuación NAASRA

Tabla 3.48 Tabla de espesor de material de Afirmado

CBR % Diseño	EIES EQUIVALENTES																				
	10,000	20,000	25,000	30,000	40,000	50,000	60,000	70,000	75,000	80,000	90,000	100,000	110,000	120,000	130,000	140,000	150,000	200,000	300,000	350,000	
ESPESOR DE MATERIAL DE AFIRMADO (mm)																					
6	200	200	250	250	250	250	250	250	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	350
7	200	200	200	200	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	300
8	150	200	200	200	200	200	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	300
9	150	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	250
10	150	150	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	250
11	150	150	150	150	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	250
12	150	150	150	150	150	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
13	150	150	150	150	150	150	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
14	150	150	150	150	150	150	150	150	150	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
15	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	200
16	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	200
17	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	200
18	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	200
19	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
20	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
21	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
22	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
23	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
24	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
25	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
26	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
27	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
28	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
29	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
30	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
> 30 *	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150

Fuente: Manual de Carreteras – Perú Sección Suelos y

Pavimentos

3.8.5. Aspectos técnicos y constructivos del pavimento en afirmado

Generalmente el afirmado que se especifica para este proyecto se utilizara como superficie de rodadura en carreteras no pavimentadas.

Para la construcción de afirmados, con o sin estabilizadores, se utilizarán materiales granulares naturales procedentes de excedentes de excavaciones, canteras, o escorias metálicas, así mismo podrán provenir de la trituración de rocas, gravas o estar constituidos por una mezcla de productos de diversas procedencias.

Las partículas de los agregados serán duras, resistentes y durables, sin exceso de partículas planas, blandas o desintegrables y sin materia orgánica, terrones de arcilla u otras sustancias perjudiciales. Sus condiciones de limpieza dependerán del uso que se vaya a dar al material.

Para el traslado del material de afirmado al lugar de obra, deberá humedecerse y cubrirse con lona para evitar emisiones de material particulado, que pudiera afectar a los trabajadores y poblaciones aledañas.

Los requisitos de calidad que deben cumplir los materiales, deberán ajustarse a alguna de las siguientes franjas granulométricas, según lo indicado en la siguiente tabla.

Tabla 3.49 Requisitos de calidad que deben cumplir los materiales para un afirmado

Tamiz	Porcentaje que pasa					
	A-1	A-2	C	D	E	F
50 mm (2'')	100	--				
37,5 mm (1½'')	100	--				
25 mm (1'')	90-100	100	100	100	100	100
19 mm (¾'')	65-100	80-100				
9,5 mm (3/8 '')	45-80	65-100	50-85	60-100		
4,75 mm (N° 4)	30-65	50-85	35-65	50-85	55-100	70-100
2,0 mm (N° 10)	22-52	33-67	25-50	40-70	40-100	55-100
425 µm (N° 40)	15-35	20-45	15-30	25-45	20-50	30-70
75 µm (N° 200)	5-20	5-20	5-15	5-20	6-20	8-25

Fuente: AASHTO M-147

Además, deberán satisfacer los siguientes requisitos de calidad:

Desgaste Los Ángeles:	50 % máx.
Límite líquido:	35 % máx.
Índice de plasticidad:	4 – 9 %
CBR (1):	40 % mín.

(1) Referido al 100% de la Máxima Densidad Seca y una Penetración de Carga de 0,1” (2,5 mm).

3.8.6. Equipo empleado

Todos los equipos deberán ser compatibles con los procedimientos de construcción adoptados y requieren la aprobación previa para el proyecto, teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajusten al programa de ejecución de las obras y al cumplimiento de las exigencias.

Los equipos deberán tener los dispositivos de señalización necesarios para prevenir accidentes de trabajo. El Contratista debe solicitar al fabricante las instrucciones adecuadas para una utilización segura, las cuales deben ser proporcionadas a los trabajadores que hagan uso de ellos. Deberá así mismo, establecerse un reglamento y las sanciones respectivas a fin de evitar que los operarios sean distraídos en el momento que ejecuten su trabajo. Las máquinas y equipos accionados a motor deberán estar provistos de dispositivos adecuados, de accesos inmediatos y perfectamente visibles, para que el operario pueda detenerlos rápidamente en caso de urgencia y prevenir toda puesta en marcha intempestiva.

3.8.7. Requerimientos de construcción

3.8.7.1. Explotación y elaboración de materiales

Las fuentes de materiales, así como los procedimientos y equipos utilizados para su explotación y para la elaboración de los agregados requeridos, deberán tener aprobación previa del Supervisor, lo que no implica necesariamente la aceptación posterior de los agregados que el Contratista suministre o elabore de tales fuentes, ni lo exime de la responsabilidad de cumplir con todos los requisitos de cada especificación.

Evaluar conjuntamente con el Supervisor las canteras establecidas, el volumen total a extraer de cada cantera, así mismo estimar la superficie que será explotada y proceder al estacado de los límites. Los procedimientos y equipos de explotación, clasificación, trituración, lavado y el sistema de almacenamiento, deberán garantizar el suministro de un producto de características uniformes.

Si el Contratista no cumple con esos requerimientos, el Supervisor exigirá los cambios que considere necesarios.

Todos los trabajos de clasificación de agregados y en especial la separación de partículas de tamaño mayor que el máximo especificado para cada gradación, se deberán efectuar en el sitio de explotación o elaboración y no se permitirá ejecutarlos en la vía. Luego de la explotación de canteras, se deberá readecuar el terreno en conformidad con la morfología de la zona, ya sea con cobertura vegetal o con otras obras para recuperar las características de la zona antes de su uso.

Los suelos orgánicos existentes en la capa superior de las canteras deberán ser conservados para la posterior recuperación de las excavaciones y de la vegetación nativa. Al abandonar las canteras, el Contratista readecuará el terreno para recuperar las características hidrológicas superficiales de ellas.

3.8.7.2. Preparación de la superficie existente

El material de afirmado se descargará cuando se compruebe que la plataforma sobre la cual se va a apoyar tenga la densidad apropiada y las cotas indicadas en los planos. Todas las irregularidades que excedan las tolerancias admitidas en la especificación respectiva deberán ser corregidas.

3.8.7.3. Transporte y colocación del material

El Contratista deberá transportar y depositar el material de modo, que no se produzca segregación, evitando los derrames de material y por ende la contaminación de fuentes de agua, suelos y flora cercana al lugar, ni cause daño a las poblaciones aledañas.

La colocación del material sobre la capa subyacente se hará en una longitud que no sobrepase los 1.500 m del lugar de los trabajos de mezcla, conformación y compactación del material.

3.8.7.4. Compactación

Cuando el material tenga la humedad apropiada, se compactará con el equipo aprobado hasta lograr la densidad especificada. En áreas inaccesibles a los rodillos, se usarán apisonadores mecánicos hasta lograr la densidad requerida.

La compactación se efectuará longitudinalmente, comenzando por los bordes exteriores y avanzando hacia el centro, traslapando en cada recorrido un ancho no menor de un tercio del ancho del rodillo compactador. En las zonas peraltadas, la compactación se hará del borde inferior al superior.

No se extenderá ninguna capa de material, mientras no se haya realizado los controles topográficos y de compactación aprobados por el Supervisor en la capa precedente.

En esta actividad se tomarán los cuidados necesarios para evitar derrames de material que puedan contaminar las fuentes de agua, suelo y flora cercana al lugar de compactación. Los residuos generados por esta y las actividades mencionadas anteriormente, deben ser colocados en los depósitos de materiales excedentes.

3.8.7.5. Apertura al tránsito

Sobre las capas en ejecución se prohibirá la acción de todo tipo de tránsito mientras no se haya completado la compactación. Si ello no fuere posible, el tránsito que necesariamente tenga que pasar sobre ellas se distribuirá en forma tal que no se concentren huellas de rodaduras en la superficie

3.8.7.6. Aceptación de los trabajos

a) Controles

Durante la ejecución de los trabajos, el Supervisor efectuará los siguientes controles principales:

Verificar la implementación para cada fase de los trabajos.

Verificar el estado y funcionamiento de todo el equipo aprobado por el supervisor y empleado por el Contratista.

Comprobar que los materiales cumplen con los requisitos de calidad exigidos y en la respectiva especificación.

Supervisar la correcta aplicación del método de trabajo aceptado como resultado de los tramos de prueba.

Ejecutar ensayos de compactación.

Verificar la densidad de las capas compactadas efectuando la corrección previa por partículas de tamaño superior al máximo especificado, siempre que ello sea necesario. Este control se realizará en el espesor de capa realmente construida.

Tomar medidas para determinar espesores, levantar perfiles y comprobar la uniformidad de la superficie granular mediante controles del IRI con equipos previamente definidos y calibrados.

Vigilar la regularidad en la producción de los agregados de acuerdo con los programas de trabajo.

Vigilar la ejecución de las consideraciones ambientales incluidas en esta sección para la ejecución de obras.

b) Calidad de los materiales

De cada procedencia de los materiales a utilizarse y para cualquier volumen previsto se tomarán, cuatro muestras para los ensayos y frecuencias que se indican en la siguiente tabla.

Tabla 3.50 Ensayos y Frecuencias

Material o producto	Propiedades y características	Método de ensayo	Norma ASTM	Norma AASHTO	Frecuencia (1)	Lugar de muestreo
Afirmado	Granulometría	MTC E 204	C 136	T 27	1 cada 750 m ³	Cantera (2)
	Límites de consistencia	MTC E 111	D 4318	T89	1 cada 750 m ³	Cantera (2)
	Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T96	1 cada 2000 m ³	Cantera (2)
	CBR	MTC E 132	D 1883	T193	1 cada 2000 m ³	Cantera (2)
	Densidad – Humedad	MTC E 115	D 1557	T180	1 cada 750 m ³	Pista
	Compactación	MTC E 117 MTC E 124	D 1556 D 2922	T191 T238	1 cada 250 m ³	Pista

Fuente: Manual de Carreteras “Especificaciones Técnicas Generales para Construcción”

(1) O antes, si por su génesis, existe variación estratigráfica horizontal y vertical que originen cambios en las propiedades físico-mecánicas de los agregados. En caso de

que los metrados del Proyecto no alcancen las frecuencias mínimas especificadas se exigirá como mínimo un ensayo de cada propiedad o característica.

(2) Material preparado previo a su uso.

Los resultados deberán satisfacer las exigencias indicadas en la tabla 3.43.

c) Calidad del trabajo terminado

Los trabajos de afirmado terminados deberán presentar una superficie uniforme y ajustarse a las dimensiones, rasantes y pendientes establecidas en el Proyecto. La distancia entre el eje del Proyecto y el borde de la berma, no será inferior a la señalada en los planos. Este, además, deberá efectuar las siguientes comprobaciones:

Compactación

- Las determinaciones de la densidad de la capa compactada se realizarán de acuerdo a lo indicado en la tabla 3.44 y los tramos por aprobar se definirán sobre la base de un mínimo de 6 determinaciones de densidad. Los sitios para las mediciones se elegirán al azar, con la aprobación del Supervisor. Las densidades individuales (D_i) deberán ser, como mínimo el 100% de la densidad obtenida en el ensayo Próctor Modificado de referencia (MTC E 115).

$$D_i \geq D_e$$

La humedad de trabajo no debe variar en $\pm 2,0\%$ con respecto del Óptimo Contenido de Humedad, obtenido con el Próctor Modificado. En caso de no cumplirse estos términos se rechazará el tramo. Siempre que sea necesario, se efectuarán las correcciones por presencia de partículas gruesas, previamente al cálculo de los porcentajes de compactación. La densidad de las capas compactadas, podrá ser determinada por cualquier método aplicable, de los descritos en las normas de ensayo MTC E 117, MTC E 124.

Espesor

Sobre la base de los tramos escogidos para el control de la compactación, se determinará el espesor medio de la capa compactada (e_m), el cual no podrá ser inferior al de diseño (e_d).

$$e_m \geq e_d$$

Además, el valor obtenido en cada determinación individual (e_i) deberá ser, cuando menos, igual al 95% del espesor del diseño, en caso contrario se rechazará el tramo controlado.

$$e_i \geq 0,95 e_d$$

Todas las áreas de afirmado donde los defectos de calidad y terminación sobrepasen las tolerancias de la presente especificación, deberán ser corregidas por el Contratista, a su cuenta, costo y riesgo, de acuerdo con las instrucciones del Supervisor.

Rugosidad

La rugosidad de la superficie afirmada, se medirá en unidades IRI, la que no deberá ser superior a 5 m/km.

Un aspecto que debe tenerse en cuenta en los caminos afirmados, es el control de polvo, debido a que todos estos caminos emiten polvo por el tráfico circulante. La cantidad de polvo que se produce en un camino afirmado es muy variable, depende de la zona del país (lluvioso o árido), del tráfico que soporta y la calidad del afirmado. Es necesario que el Ingeniero Proyectista, analice y sustente la necesidad de aplicación de paliativos de control de polvo, especialmente en cruces urbanos, zonas agrícolas o restos históricos, donde el polvo generado por el tráfico resulta perjudicial a la salud, a la producción agrícola y al deterioro progresivo del patrimonio cultural; el análisis debe incluir el periodo de servicio, debido a que prácticamente la aplicación de todos los métodos de control de polvo es anual. Los tipos de control de polvo, pueden ser riegos con agua natural, riegos incluyendo cloruros o aditivos, aplicación de productos asfálticos (imprimación reforzada, diferentes tipos de sellos asfálticos), utilización de cal, cemento u otros estabilizadores químicos.

3.8.8. Procedimiento Diseño de Pavimento Flexible

3.8.8.1. Periodo de diseño

Se define como el tiempo elegido al iniciar el diseño, para el cual se determinan las características del pavimento, evaluando su comportamiento para distintas alternativas a largo plazo, con el fin de satisfacer las exigencias del servicio durante el periodo de diseño elegido a un costo razonable definida por el proyectista.

Tabla 3.51 Periodos de diseño en función del tipo de carretera

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

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

3.8.8.2. Factor distribución direccional

A menos que existan consideraciones especiales, se considera una distribución del 50% del tránsito para cada dirección.

3.8.8.3. Factor de crecimiento

Los valores del factor de crecimiento para diferentes tasas anuales y periodos de diseño se muestran en la tabla siguiente, de acuerdo al criterio de la AASHTO 93.

Tabla 3.52 Factor de crecimiento

Período de diseño en años (<i>n</i>)	Tasa de crecimiento anual, g en porcentaje							
	Sin Crecimiento	2	4	5	6	7	8	10
1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
2	2,0	2,02	2,04	2,05	2,06	2,07	2,08	2,10
3	3,0	3,06	3,12	3,15	3,18	3,21	3,25	3,31
4	4,0	4,12	4,25	4,31	4,37	4,44	4,51	4,64
5	5,0	5,20	5,42	5,53	5,64	5,75	5,87	6,11
6	6,0	6,31	6,63	6,80	6,98	7,15	7,34	7,72
7	7,0	7,43	7,90	8,14	8,39	8,65	8,92	9,49
8	8,0	8,58	9,21	9,55	9,90	10,26	10,64	11,44
9	9,0	9,75	10,58	11,03	11,49	11,98	12,49	13,58
10	10,0	10,95	12,01	12,58	13,18	13,82	14,49	15,94
11	11,0	12,17	13,49	14,21	14,97	15,78	16,65	18,53
12	12,0	13,41	15,03	15,92	16,87	17,89	18,98	21,38
13	13,0	14,68	16,63	17,71	18,88	20,14	21,50	24,52
14	14,0	15,97	18,29	19,18	21,01	22,55	24,21	27,97
15	15,0	17,29	20,02	21,58	23,28	25,13	27,15	31,77

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

3.8.8.4. Factor de distribución por carril

En una carretera de dos carriles, uno en cada dirección, el carril de diseño es uno de ellos, por lo tanto, el factor de distribución por carril es 100%.

Tabla 3.53 Factor de distribución por carril

No. carriles en cada dirección	Porcentaje de ejes simples equivalentes de 18 kips en el carril de diseño (<i>FC</i>)
1	100
2	80 – 100
3	60 – 80
4 ó más	50 – 75

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

3.8.8.5. Factores equivalentes de carga (LEF)

La conversión del tráfico a un número de ESAL's de 18 kips (carga de eje equivalente simple) se realiza utilizando factores equivalentes de carga LEFs (factor equivalente de carga). Estos factores fueron determinados por la AASHTO en sus tramos de prueba, donde pavimentos similares se sometieron a diferentes configuraciones de ejes y cargas, con el fin de analizar el daño producido y la relación existente entre estas configuraciones y cargas a través del daño que producen.

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

$$LEF = \frac{\text{N}^\circ \text{ de ESALs de 18 kips que producen una pérdida de serviciabilidad } \Delta PSI}{\text{N}^\circ \text{ de ejes de X kips que producen la misma pérdida de serviciabilidad}}$$

Los factores equivalentes de carga de la AASHTO están tabulados en función a cuatro parámetros: tipo de eje (simple, tandem, tridem), índice de serviciabilidad final (2, 2,5 y 3), carga por eje, y número estructural *SN* del pavimento (de 1 a 6").

3.8.8.6. Factor de camión

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

$$\text{Factor de Camión} = TF = \frac{\text{N}^\circ \text{ ESALs}}{\text{N}^\circ \text{ de camiones}}$$

3.8.8.7. Número total de ejes simples equivalentes (ESAL's)

Se calcula para el carril de diseño utilizando la siguiente ecuación:

$$ESALs = TPDA * GF * DD * LD * TF * 365$$

Donde:

TPD = Tránsito promedio diario anual

GF = Factor de crecimiento (se lo obtiene de tabla entrando con la tasa de crecimiento)

DD = Factor de distribución direccional

LD = Factor de distribución por carril

TF = Factor de camión

Se calcula el carril de diseño utilizando la siguiente ecuación:

$$ESALs = TPDA * GF * DD * LD * TF * 365$$

3.8.8.8. Diseño pavimento flexible

El diseño del pavimento flexible, según la AASHTO, está basado en la determinación del Número Estructural “*SN*” que debe soportar el nivel de carga exigido por el proyecto, a continuación, se describen las variables que se consideran en el método AASHTO 93

3.8.8.8.1. Módulo de resiliencia

Dado que no siempre se cuenta con equipos para ejecutar un ensayo de módulo resiliente, es conveniente relacionarlo con otras propiedades de los materiales, por ejemplo, con respecto al CBR.

Se optó para el diseño un **CBR = 6,1 %**, ya que después de realizar un análisis de alternativas este CBR es el más conveniente para el diseño del paquete estructural, se deberá realizar un mejoramiento de la sub rasante con material de río en los tramos que el CBR sea menor al de diseño, con dicho mejoramiento se deberá lograr un CBR igual o mayor al de diseño.

Se utilizará la siguiente fórmula para calcular el módulo de resiliencia MR en Psi.

Para 10% > CBR > 20%

$$MR (psi) = 2555 * CBR^{0.65}$$

Tabla 3.54 Relación CBR - MR

RELACIÓN CBR - MR	
CBR 95%	MR(Psi)
10	11153

Fuente: Elaboración propia

3.8.8.8.2. Índice de serviciabilidad

Se define el índice de serviciabilidad como la condición necesaria de un pavimento para proveer a los usuarios un manejo seguro y confortable en un determinado momento.

Antes de diseñar el pavimento se deben elegir los índices de servicio inicial y final. El índice de servicio final p_t representa al índice más bajo capaz de ser tolerado por el pavimento, antes de que sea imprescindible su rehabilitación mediante un refuerzo o una reconstrucción.

Índices de servicio inicial y final $p_o = 4,2$. $p_t = 2,0$ para el proyectó

3.8.8.8.3. Pérdida o disminución del índice de serviciabilidad

Los valores anteriormente descritos permiten determinar la disminución del índice de servicio, que representa una pérdida gradual de la calidad de servicio de la carretera, originada por el deterioro del pavimento. Por tanto:

$$\Delta PSI = p_o - p_t$$

Dónde:

PSI = Índice de servicio presente

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

p_o = Índice de servicio inicial

p_t = Índice de servicio final

3.8.8.8.4. Nivel de confianza y desviación estándar

El nivel de confianza es uno de los parámetros más importante introducido por la AASHTO para el diseño de pavimentos, porque establece un criterio que está relacionado con el desempeño del pavimento frente a las solicitudes exteriores. La confiabilidad se define como la probabilidad de que el pavimento diseñado se comporte de manera

satisfactoria durante toda su vida de proyecto, bajo las solicitaciones de carga e intemperismo, o la probabilidad de que los problemas de deformación y fallas estén por debajo de los niveles permisibles. Para elegir el valor de este parámetro se considera la importancia del camino, la confiabilidad de la resistencia de cada una de las capas y el tránsito de diseño pronosticado.

Tabla 3.55 Valores del nivel de confianza “R” de acuerdo al tipo de camino.

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

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

El rango de la desviación estándar sugeridos por la AASTHO se encuentran entre los siguientes valores $0,40 \leq S_o \leq 0,50$: el valor adoptado para el proyecto será de 0,45.

3.8.8.8.5. Coeficiente de drenaje “C_d”

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

Tabla 3.56 Capacidad del drenaje

Calidad del	Tiempo que tarda el agua en ser evacuada
--------------------	---

drenaje	
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy malo	Agua no drena

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

Por lo tanto, los valores de m_1 y m_2 serán = 1.

De acuerdo a las capacidades de drenaje la AASHTO establece los factores de corrección m_2 (bases) y m_3 (sub-bases granulares sin estabilizar), en función del porcentaje de tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 3.57 Valores m_i para modificar los coeficientes estructurales

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

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

3.8.8.8.6. Determinación del número estructural “SN”

El método está basado en el cálculo del Número Estructural “SN” sobre la capa subrasante o cuerpo del terraplén. Para esto se dispone de la ecuación siguiente:

$$\text{Log}W_{18} = Z_R \cdot S_0 + 9.36 \cdot \text{Log}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log} \frac{(\Delta PSI)}{4.2 - 1.5}}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \text{Log}M_R - 8.07$$

Donde:

W_{18} = Tráfico equivalente o ESAL's

Z_R = Factor de desviación normal para un nivel de confiabilidad "R"

S_0 = Desviación estándar

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

M_R = Módulo de resiliencia efectivo de la sub rasante

SN = Número estructural

3.8.8.9. Determinación de espesores por capas

La estructura del pavimento flexible está formada por un sistema de varias capas, por lo cual debe dimensionarse cada una de ellas considerando sus características propias.

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

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

Dónde:

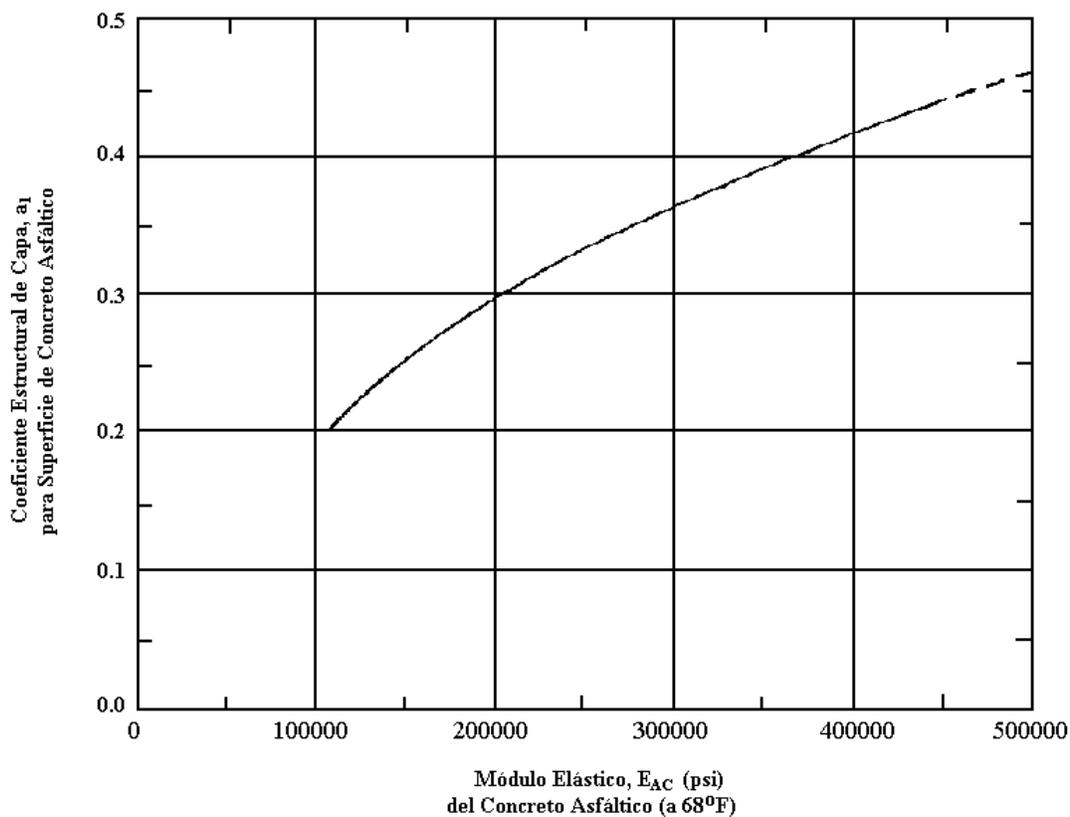
a_1, a_2 y a_3 = Coeficientes estructurales de capa de carpeta, base y sub-base respectivamente.

D_1, D_2 y D_3 = Espesor de la carpeta, base y sub-base respectivamente, en pulgadas.

m_2 y m_3 = Coeficientes de drenaje para base y sub-base, respectivamente.

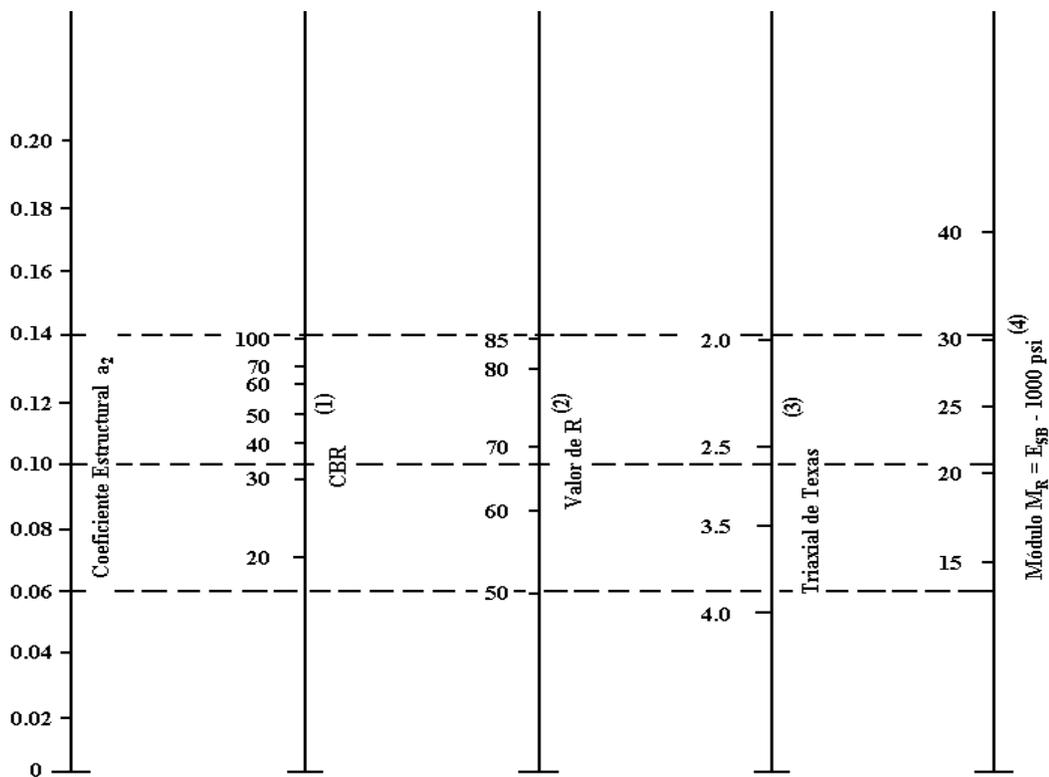
Los coeficientes de capa a_1 , a_2 y a_3 se obtienen utilizando las correlaciones de valores de diferentes pruebas de laboratorio: Módulo Resiliente, Texas Triaxial, Valor R y CBR, tal como se muestra en las siguientes figuras:

Figura 67. Ábaco para estimar el estructural de la carpeta asfáltica “ a_1 ”.



Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

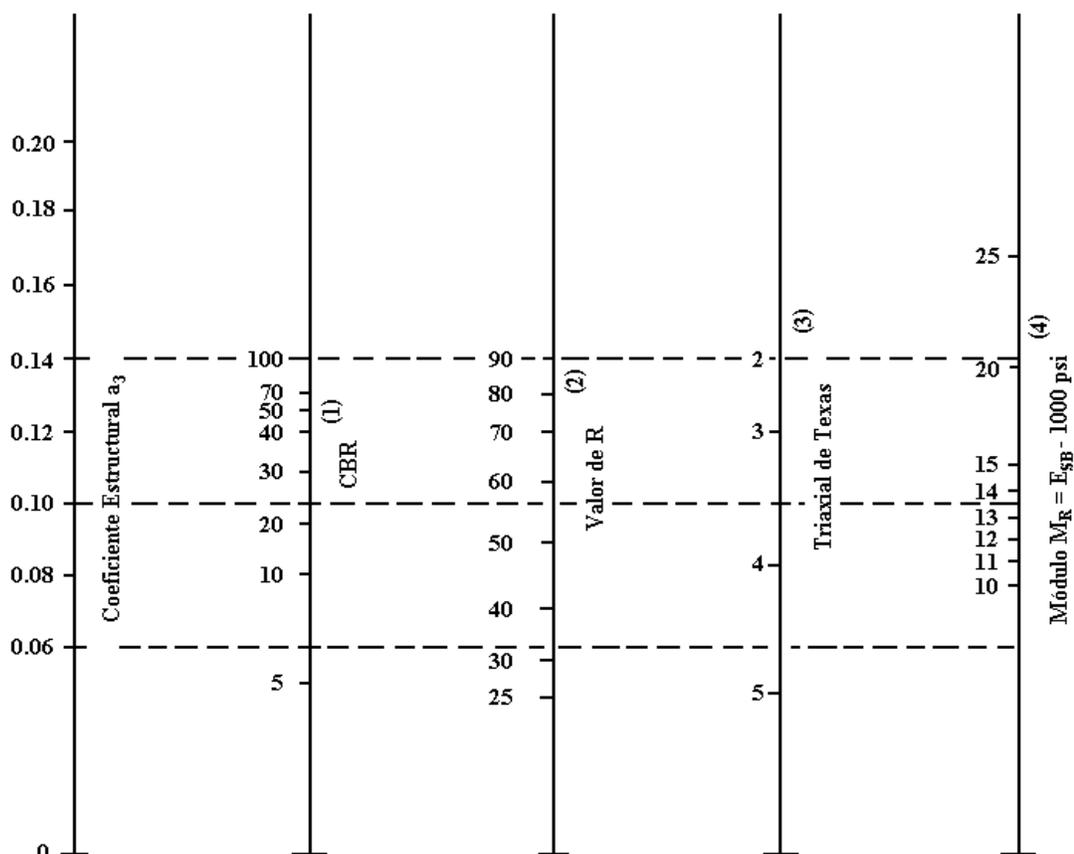
Figura 68. Ábaco para estimar el estructural de la capa base “a₂”.



- (1) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de Illinois.
- (2) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de California, Nuevo Mexico y Wyoming.
- (3) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto NCHRP (3)

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

Figura 69. Ábaco para estimar el estructural de la sub-base “a₃”.



- (1) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de Illinois.
 (2) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de California, Nuevo Mexico y Wyoming.
 (3) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de Texas.
 (4) Escala derivada del proyecto NCHRP (3)

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

Los coeficientes estructurales de capa de rodadura, base y sub-base, respectivamente, serán obtenidos de los **Ábacos figuras 67, 68 y 69 del capítulo III**

$$a_1 = 0,44$$

$$a_2 = 0,13$$

$$a_3 = 0,127$$

Los resultados de este programa para la carpeta asfáltica se presentan a continuación en el análisis de alternativas estructurales.

3.9. SEÑALIZACIÓN

3.9.1. Introducción

La circulación vehicular y peatonal debe ser guiada y regulada, esto con el fin de que pueda llevarse en forma segura, fluida, ordenada y cómoda; todo esto se podrá lograr con una señalización de tránsito diseñada adecuadamente.

Por medio de la señalización se indica a los usuarios de las vías, la forma correcta y segura de transitar por ésta, con el único propósito de evitar riesgos y disminuir demoras innecesarias.

Es importante conocer los criterios técnicos básicos para el diseño de los dispositivos de control de tránsito, para ellos se tomará como base del estudio al Manual de Dispositivos para el control de Tránsito de la ABC.

3.9.2. Requisitos que deben cumplir los dispositivos de control de tránsito

Todo dispositivo para el control del tránsito deberá satisfacer los siguientes requisitos fundamentales para cumplir integralmente su objetivo:

- a) **Debe ser necesaria.** - Satisfacer una necesidad para el adecuado desenvolvimiento del tránsito. Cuando se coloca un dispositivo donde no se requiere, no sólo resulta inútil sino perjudicial.
- b) **Debe ser visible y llamar la atención.** - Atraer la atención del usuario. Todo dispositivo debe ser advertido por el público.
- c) **Debe ser legible y fácil de entender.** - Transmitir un mensaje claro y sencillo. La indicación suministrada por un dispositivo debe ser concisa y clara para que sea interpretada rápidamente.
- d) **Debe infundir respeto.** - Infundir respeto a los usuarios de la vía. Los usuarios deben ser compelidos, por la sensación que brinde el dispositivo, a respetar la indicación que éste transmite.
- e) **Debe dar tiempo suficiente al usuario para responder adecuadamente.** - Permitir suficiente tiempo y espacio para una respuesta adecuada. Los dispositivos deben tener un diseño y colocarse de modo que el usuario, al advertirlos, tenga suficiente tiempo y

espacio para efectuar la maniobra o realizar la acción requerida conforme lo dispongan los mensajes.

f) Debe contar con una instalación adecuada. - Instalar en forma adecuada los dispositivos, y emplear materiales de alta calidad que garanticen su duración.

Para conseguir los propósitos antes mencionados, deben tenerse en cuenta los siguientes factores básicos: Diseño, ubicación, operación, uniformidad y Mantenimiento.

3.9.3. Señalización vertical

Las señales verticales son dispositivos de control de tránsito instalados a nivel del camino o sobre él, destinados a transmitir un mensaje a los conductores y peatones, mediante palabras o símbolos, sobre la reglamentación de tránsito vigente, o para advertir sobre la existencia de algún peligro en la vía y su entorno, o para guiar e informar sobre rutas, nombres y ubicación de poblaciones, lugares de interés y servicios.

Las señales verticales deberían usarse solamente donde se justifiquen según un análisis de necesidades y estudios de campo. Las señales son esenciales donde rigen regulaciones especiales, tanto en lugares específicos como durante períodos de tiempo específicos, o donde los peligros no sean evidentes para los usuarios.

Las señales verticales también suministran información sobre rutas, direcciones, destinos, puntos de interés y otras informaciones que se consideren necesarias.

Desde el punto de vista funcional, las señales se clasifican en:

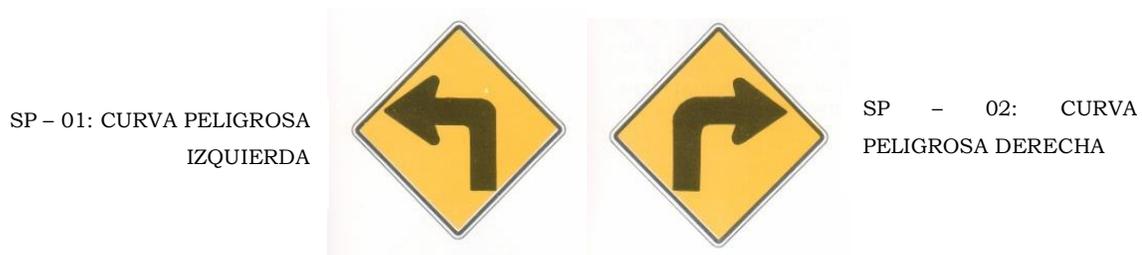
- Señales preventivas.
- Señales reglamentarias.
- Señales informativas.

3.9.4. Señales preventivas

Las señales de advertencia de peligro, llamadas también preventivas, tienen como propósito advertir a los usuarios la existencia y naturaleza de riesgos y/o situaciones especiales presentes en la vía o en sus zonas adyacentes, ya sea en forma permanente o temporal. Se identifican como base con el código SP.

Estas señales persiguen que los conductores tomen las precauciones del caso, ya sea reduciendo la velocidad o realizando las maniobras necesarias para su propia seguridad, la del resto de los vehículos y la de los peatones. Su empleo debe reducirse al mínimo posible, porque el uso innecesario de ellas, tiende a disminuir el respeto y obediencia a toda la señalización en general.

Figura 70. Señales preventivas



3.9.5. Señales reglamentarias

Las señales reglamentarias tienen por finalidad notificar a los usuarios de las vías, las prioridades en el uso de las mismas, así como las prohibiciones, restricciones, obligaciones y autorizaciones existentes. Su trasgresión constituye infracción a las normas del tránsito y acarrea las sanciones previstas en la Ley.

Se deberá evitar, de no ser estrictamente necesario, la inscripción de leyendas o mensajes adicionales en las señales verticales reglamentarias. Estas señales se identifican con el código SR.

Figura 71. Señales reglamentarias



3.9.6. Señales informativas

Las señales informativas o de información, tienen por objeto guiar al usuario de la vía suministrándole la información necesaria sobre identificación de localidades, destinos, direcciones, sitios de interés turístico, geográficos, intersecciones, cruces, distancias por recorrer, prestación de servicios, etc.

Las señales informativas están diseñadas para brindar información al usuario de la carretera, suministrando información necesaria que se refiere principalmente a la identificación de poblaciones, destinos, direcciones, intersecciones y cruzamientos, prestación de servicios, etc.

Figura 72. Señales informativas



3.9.7. Señales horizontales

Las señales horizontales o demarcaciones, son marcas o elementos instalados sobre el pavimento, que mediante el uso de símbolos y leyendas determinadas cumplen la función de ordenar y regular el uso de la calzada.

La demarcación mediante líneas de pista, de eje y de borde otorga un mensaje continuo al usuario, definiendo inequívocamente el espacio por el cual debe circular, otorgando al conductor la seguridad de estar transitando por el espacio destinado para tal efecto. Por el contrario, la ausencia de demarcación, genera comportamientos erráticos e inesperados en los conductores.

3.9.8. Líneas longitudinales

Una línea continua sobre la calzada, independiente de su color, significa que ningún conductor con su vehículo debe atravesarla ni circular sobre ella.

Una línea discontinua sobre la calzada, independiente de su color, significa que traspasable por cualquier conductor.

Las zonas de no adelantar deben ser establecidas, además de los lugares en que exista una distancia de visibilidad de adelantamiento menor a la distancia de adelantamiento mínima. Esta última distancia, es la necesaria para que el vehículo abandone su pista, pase al vehículo que lo precede y retome su pista en forma segura, sin afectar la velocidad del

vehículo que está adelantado, ni la de otro que se desplace en sentido contrario por la pista utilizada para el adelantamiento.

3.9.9. Líneas de eje

Las líneas de eje central se utilizan en calzadas bidireccionales para indicar dónde se separan los flujos de circulación opuestos. Se ubican generalmente en el centro de dichas calzadas.

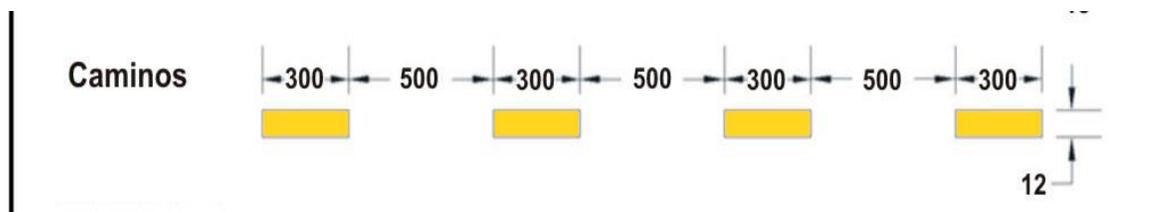
Dada la importancia de esta línea en la seguridad del tránsito, ella debería encontrarse siempre presente en toda vía bidireccional cuya calzada exceda los 5 m de ancho. En calzadas con anchos inferiores no es recomendable demarcar el eje central.

Las líneas de eje central pueden ser: segmentadas, continuas dobles o mixtas.

a) Línea amarilla discontinua

Se utiliza para demarcar la separación de carriles con sentido de flujo opuesto en donde se permite la maniobra de adelantamiento.

Figura 73. Diseño línea amarilla discontinua

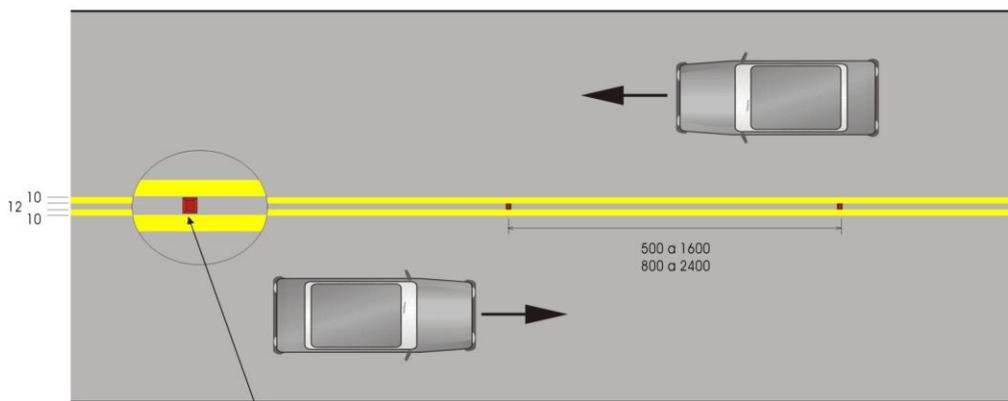


Fuente: Manual de la Administradora Boliviana de Carreteras

b) Línea doble amarilla continua

Se utiliza para demarcar la separación de carriles con sentido de flujo opuesto en donde no es permitida la maniobra de adelantamiento.

Figura 74. Diseño doble línea amarilla continua

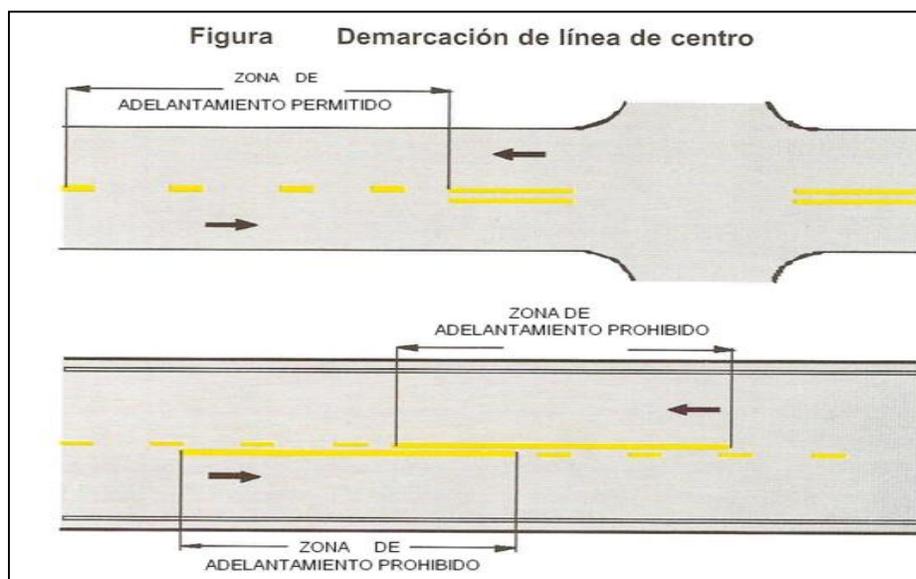


Fuente: Manual de la Administradora Boliviana de Carreteras

c) Línea doble amarilla continua y discontinua

Se utiliza para demarcar la separación de carriles con sentido de flujo opuesto en donde la maniobra de adelantamiento es permitida sólo para el tránsito adyacente a la línea de trazado discontinuo.

Figura 75. Diseño doble línea amarilla continua y discontinua



Fuente: Manual de la Administradora Boliviana de Carreteras

d) Línea Continua

La línea continua sobre la calzada significa que ningún conductor con su vehículo debe atravesarla ni circular sobre ella.

Estas líneas indican a los conductores, especialmente en condiciones de visibilidad reducida, donde se encuentra el borde de la calzada, lo que les permite posicionarse correctamente sobre ésta.

3.10. PRESUPUESTO DEL PROYECTO

3.10.1 Cómputos métricos

El cómputo métrico es la cuantificación o determinación de volumen, superficie, etc. de los materiales necesarios para ejecución de cada ítem del proyecto y para luego, poder determinar el costo del proyecto.

Ítem

Son las actividades valoradas en unidades determinadas a través de la unidad que puede apreciarse al efectuar el presupuesto, las mismas pueden ser longitud, superficie, volumen, peso; sin embargo, algunas de ellas por su naturaleza o complejidad, solamente pueden medirse en forma global.

3.10.2. Precios unitarios

Es el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que se realice.

Unidad del ítem: puede definirse como la unidad de medición que se señala en las especificaciones técnicas, como base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago

Para la confección de las planillas de análisis, costos y precios unitarios se ha establecido la participación de los siguientes conceptos básicos.

- **Materiales**
- **Mano de obra**
- **Cargas sociales**
- **Impuestos IVA**
- **Maquinaria y equipo de construcción**
- **Gastos generales y administrativos**
- **Utilidad**

- **Impuestos IT**

3.10.2.1. Materiales

Es el primer componente que tiene su importancia en la estructura de costos, su magnitud y cantidad dependen de la definición técnica y las características propias de cada uno de los materiales que integran el ítem.

3.10.2.2. Mano de obra

La mano de obra, se halla condicionada a dos factores:

- El precio que pagan por ella o salario.
- El tiempo de ejecución de la unidad de obra o rendimiento y a tres sistemas de trabajo, a jornal, a contrato y destajo.

Los costos indirectos de la mano de obra se calculan basados en varios criterios, englobados en las cargas sociales, que incluyen rubros como: aportes, vacaciones, licencias y enfermedad, días efectivamente trabajados, costos de campamento y alimentación.

3.10.2.3. Cargas sociales

Las cargas sociales relacionadas con la mano de obra se dividen en dos categorías:

- Cargas de aplicación directa (inmediata)
- Cargas de aplicación diferida

Las cargas de aplicación directa comprenden los aportes que efectúa el empleador al sistema del seguro social y a los beneficios que recibe el empleado de acuerdo a las disposiciones legales vigentes.

Las cargas de aplicación diferida se refieren a los compromisos que el empleador asume con el empleado, en forma voluntaria o forzosa, de acuerdo a circunstancias especiales como: rescisión del contrato de trabajo, días no trabajados por feriados, licencias, y otros.

3.10.2.4 Incidencia por subsidios

A partir del 1 de enero de 1993 en cumplimiento a las previsiones contenidas en el artículo 2do. Del D. S. No. 23410 del 16 de febrero de 1993, que modifica la cuantía del salario

mínimo nacional, los subsidios, prenatal, natalidad, lactancia y sepelio, cuya obligación está a cargo de la empresa o los empleadores, según lo dispuesto por el D. S. 21637 en su art. 25 de junio de 1987 deben considerarse dentro de la estructura de costos.

3.10.2.5. Incidencia por seguridad industrial e higiene

En la Ley general del trabajo, existe la ley general de higiene, seguridad ocupacional y bienestar (Decreto Ley N° 16998 del 2 de agosto de 1979), la cual recomienda la utilización de implementos de seguridad.

3.10.2.6. Influencia del IVA

La influencia del impuesto al valor agregado afecta la estructura del precio unitario con un 14.94% del costo de Mano de Obra, puesto que los precios de materiales utilizados en la estructura de la planilla ya incluyen este Impuesto.

3.10.2.7. Maquinaria y equipo

Para seleccionar el equipo y la maquinaria a utilizar en la construcción del proyecto, se toman en cuenta la potencia, capacidad de trabajo y condiciones de operabilidad del equipo.

Rendimiento de equipos

El rendimiento de los equipos, se entiende como la cantidad de unidades a producirse en una cierta tarea y en un tiempo determinado, por lo general en una hora de trabajo.

3.10.2.8. Gastos generales y administrativos

Otro de los porcentajes con el que se mayor el precio unitario es el de los gastos generales, este considera todos los gastos operacionales indirectos como ser los administrativos, seguros, garantías, etc.

3.10.2.9. Utilidades

Es el beneficio que busca la empresa en la realización de las obras, y por consiguiente su fijación en porcentaje es difícil de determinar. Normalmente se suele utilizar el valor del 10% del Costo parcial del Ítem (Costo Parcial más Gastos Generales) y ese es el referente que se utiliza en el presente Proyecto

3.10.2.10. Influencia del IT

Los impuestos a las transacciones, tienen su incidencia en la estructura del precio unitario con un 3,09% del costo del Subtotal de la actividad.

3.11 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

3.11.1 Identificación y evaluación de impactos ambientales

Tomando en cuenta las características del proyecto, así como del entorno natural sobre el cual éste se implantará, se realiza la identificación, valoración y evaluación de los potenciales impactos ambientales, que se generarían por la construcción y operación del Diseño final de ingeniería Quebrada las Vacas - Salinas.

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

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

La categorización de los proyectos está de acuerdo a las siguientes definiciones:

Categoría 1: Requieren de Evaluación de Impacto Ambiental Analítica Integral, nivel que, por el grado de incidencia de efectos en el ecosistema, deberá incluir en sus estudios el análisis detallado y la evaluación conjunta de todos los factores del sistema ambiental: físico, biológico, socioeconómico.

Categoría 2: Requieren de Evaluación de Impacto Ambiental Analítica Específica, nivel que, por el grado de incidencia de efectos en algunos de los factores ambientales del ecosistema, considera en sus estudios el análisis detallado y la evaluación de uno o más de los factores señalados en la categoría I.

Categoría 3: Requieren la preparación del Plan de Aplicación y Seguimiento Ambiental (PASA) nivel que, por las características conocidas de los proyectos, obras o actividades, necesite sólo la adopción de medidas precisas para evitar, mitigar o compensar efectos adversos.

Categoría 4: No requieren de EEIA, los proyectos, obras o actividades que no están considerados dentro de las tres categorías anteriores.

3.11.2. Metodología de evaluación de impacto ambiental aplicada

Se empleó la metodología de magnitud e importancia para la relación de cada factor ambiental con cada actividad del proyecto, para lo cual se utilizaron los siguientes criterios de caracterización y valoración:

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

3.11.3. Impactos sobre el medio físico

Impactos sobre el suelo

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

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

Impactos sobre el agua y los drenajes naturales

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

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

Impactos sobre el aire

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

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

Impactos sobre niveles de presión sonora

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

3.11.4. Impactos sobre el medio biótico

Impactos sobre la flora

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

Impactos sobre la fauna

El desbroce y tala de la vegetación en el sector de nuevo trazado ocasionaría la pérdida de hábitats, refugio, fuentes de alimentación), de aves y pequeños mamíferos.

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

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

Impactos sobre los ecosistemas

Como consecuencia del desbroce podría generarse la fragmentación de ecosistemas pequeños y la desaparición de éstos a mediano plazo. Este impacto se daría en los remanentes más cercanos al área sujeta al efecto de “borde”, siendo éste de carácter negativo, localizado, duración permanente e irreversible.

3.11.5. Impactos al medio socioeconómico

Impactos sobre la salud y seguridad del componente humano.

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

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

Impactos sobre el empleo

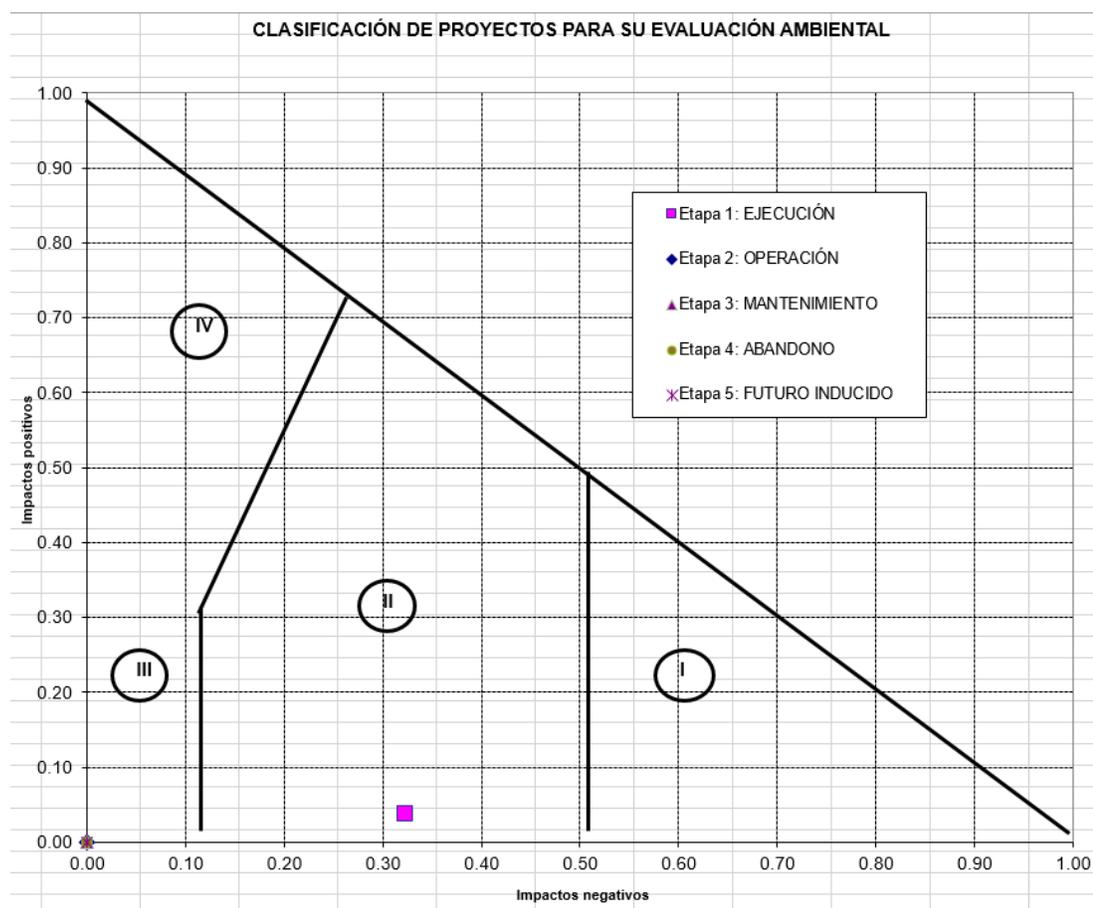
La creación de fuentes de trabajo temporales para las tareas de desbroce o de apertura de las franjas de servidumbre y mantenimiento de caminos, y en general actividades que no requiera personal especializado, generan beneficios temporales de los moradores de la zona. El impacto es positivo, alta importancia,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

Impactos sobre las actividades económicas

Como complemento del impacto positivo antes anotado, también habría un incremento de las actividades comerciales (actividades económicas) debido a la presencia de trabajadores en el sector (para el desarrollo de cada actividad que comprende la construcción del

proyecto), que podrían generar actividades económicas por parte de moradores de varios sectores como, por ejemplo, comedores de trabajo que servirán para los trabajadores de las constructoras, lo que a su vez redundará en un beneficio para quienes habitan en el lugar como una fuente adicional de ingresos. Este impacto es positivo e importante.

Para calificar se utilizó la matriz resumen de Identificación de Impacto Ambiental que contiene los valores ponderados de los impactos ambientales negativos y positivos de cada atributo ambiental, ver anexos los resultados de este análisis se resumen en la siguiente gráfica que nos muestra el grado de impacto que produce la construcción de la carretera.



El proyecto tiene un impacto de categoría II, significa que requieren de una Evaluación de Impacto Ambiental Analítica Específica.

3.12. ESTUDIO GEOLOGICO

3.12.1. Estado actual de la carretera

Este tramo (0+000 – 6+428.9 Km) atraviesa una topografía montañosa a plana. El ancho promedio de la plataforma actual es de 5,0 a 6,0 m, con una superficie afirmada de 10 cm

en regular condición. El alineamiento vertical de este tramo comienza en ascenso con una pendiente promedio del 5% hasta un 6%. Entre las características geométricas de este tramo, se presentan radios de curva cercanos a 20 m.

Con el fin de acomodar la carretera a la topografía natural de la zona, también presenta pendientes máximas hasta el 8%, siendo esta una de las zonas más complicadas en lo que se refiere al emplazamiento geométrico del nuevo camino. Este tramo presenta formaciones rocosas y frecuentes deslizamientos de sus taludes, los cuales obligaran en la etapa de diseño a proveer en determinados sectores obras de protección de taludes y defensivos de plataforma sobre las márgenes de las quebradas.

En general las velocidades promedio de operación en todos los tramos no exceden los 40 km/h, ya que una velocidad superior ocasionaría accidentes a causa de la falta de visibilidad en las curvas horizontales.

Asimismo, y si bien presenta Obras de Drenaje como ser alcantarillas y puentes, estas estructuras no son suficientes y presentan poca defensa ante los fenómenos climáticos y lluvias importantes que se producen en la zona, lo que provoca que muchas veces el camino existente quede cortado a causa de derrumbes o taponamiento de estructuras que provocan el desborde de aguas hacia la carretera.

3.12.2. Introducción

Inicialmente se recopilaron y evaluaron todos los antecedentes e información disponible referente a datos bibliográficos y de mapas geológicos y geotécnicos, entre la información utilizada citamos a las cartas nacionales 1: 50,000 del I.G.M., e imágenes satelitales.

Se utilizó además el mapa geológico editado por ZONISIG (2001), sobre el mismo fue trazada la carretera mostrándose la geología general del área del camino.

3.12.3. Interpretación Geológica

El área de diseño del camino, corresponde en su totalidad a la provincia Burnett O`Connor del Departamento de Tarija, el camino se inicia en la comunidad Quebrada Las Vacas y finaliza a un determinado tramo con una distancia total de 6+412,30 Km.

El sector del estudio, coincide con una parte poco móvil de la corteza terrestre, de tendencia negativa, donde en el pasado geológico se depositaron espesas series

sedimentarias marinas y continentales. El espesor de esta cubierta sedimentaria no se mantuvo uniforme y presenta numerosas variaciones que reflejan, en la mayoría de los casos, la existencia en el subsuelo de grandes depresiones, separadas por altos o dorsales.

En general, la columna estratigráfica se caracteriza por la presencia de rocas sedimentarias que afloran en la provincia geológica del Subandino, tienen diferentes edades, composición litológica, génesis y origen.

Con los planos preliminares geológicos se realizó una visita de campo programada para complementar, comprobar y afinar los datos geológicos y geotécnicos obtenidos en la interpretación previa, y con estos datos complementarios realizar el mapa geológico con detalle y el relevamiento en detalle de los datos geotécnicos de los movimientos de corte más importantes que se encuentran fundamentalmente al inicio del camino en pequeñas lomadas que atraviesa la carretera, realizándose los controles y mediciones geométricas en campo. Se observó directamente en campo el grado de meteorización, fracturamiento y dureza del material del talud actual.

Se midieron la altura y pendiente de los cortes existentes actualmente. Se fotografiaron los taludes más representativos en el tramo.

Concluido este proceso, se acumuló la información sistemática y detallada de la geología para complementar los datos anteriores relativos al intemperismo, presencia de agua y tipo de litología.

3.12.4. Geomorfología

La provincia fisiográfica del Subandino está constituida por un conjunto de paisajes dominados por serranías, colinas y valles. Las serranías y colinas del Subandino están orientadas en sentido norte-sur, conformando anticlinales estrechos y valles sinclinales más amplios, donde se instalan los ríos más importantes, originando valles con llanuras aluviales de pequeña a mediana amplitud.

Las serranías presentan formas alargadas por cientos de kilómetros y paralelas entre sí, constituidas por rocas más resistentes y homogéneas, en tanto que los valles sinclinales se hallan constituidos por rocas más recientes y más blandas. Algunas otras particularidades se refieren a las cimas, que pueden ser agudas y otras redondeadas a sub-redondeadas. Las

gradientes son pronunciadas a consecuencia de las fuertes pendientes estructurales; por el contrario, los valores de las gradientes son más moderados en las colinas.

La topografía está asociada íntimamente a la estructura geológica y la competencia de las rocas.

3.12.5. Estratigrafía

La estratigrafía de la zona de estudio está representada por afloramientos del Cuaternario, Terciario, Cretácico y Triásico en el área de estudio existen afloramientos bien diferenciados de las unidades lito estratigráficas, como se indican la siguiente tabla:

Tabla 3.58 Columna estratigráfica

Era	Sistema	Formación o unidad litologica
Cenozoico	Cuaternario	Cuaternario aluvial Depósitos coluviales
Mesozoico	Terciario Cretácico Triásico	Formación petaca Grupo tacurú Formación ipaguazú

Fuente: Elaboración propia

3.12.6. Geología estructural

Desde el punto de vista estructural la zona de diseño, forma parte de la estructura general del sub-andino, con estructuras dispuestas en dirección Norte-Sur y anticlinales y sinclinales que tienen similar orientación.

El camino se inicia en la Quebrada Las Vacas, el BM 0.00, se encuentra en el puente de Quebrada Las Vacas, continuando por las comunidades El Puesto - La Cueva, con un recorrido de 6+432.12 Km.

Todo el tramo del estudio, discurre por un camino de tierra con superficie estabilizada con grava, relativamente transitable durante todas las épocas del año.

Las partes estudiadas son por el camino actual y recorriendo a diferentes tramos:

Km 0+000 – 0+919

Los primeros metros el camino se desplazan sobre una terraza aluvial, plana en material arcilloso de color rojizo, cubierto por vegetación, la plataforma se encuentra consolidada, con un ancho de 5,00m aproximadamente.

En 0+700 se encuentra el cruce del camino a la comunidad de Chiquiacá, el trazo asciende, sobre una alternancia de material arcilloso y areniscas de color rojizo.

Figura 76. Cruce del camino hacia Chiquiacá



Fuente: Elaboración propia

Figura 77. Cruce del camino hacia Chiquiacá



Fuente: Elaboración propia

Km 0+920 – 2+860

El camino continúa sobre curvas y pequeñas lomadas que tienen una pendiente suave, con afloramientos de material arcilloso de color rojizo, en algunos sectores del tramo existe cubierta vegetal que impide observar la roca.

En el Km 1+500, se observan afloramientos de roca de gran espesor, compuestos por areniscas de color rojizo, el ancho de la plataforma del camino es de 4,50m.

A la altura del Km 1+700, afloran areniscas meteorizadas, fracturadas, con bancos de gran espesor., en el Km 2+000, el camino comienza a descender sobre una plataforma estable.

Figura 78. Afloramiento de areniscas rojizas



Fuente: Elaboración propia

La relación porcentual es:

- Roca: 80,00%.
- Material Suelto 20,00%.

El trazo continuo con condiciones geológicas similares, el camino continuo el descenso, en el tramo se observa un “Corte Cajón” en el camino con alternancia de areniscas y material arcilloso que tiene surcos profundos por la acción del agua de lluvia, 100 m por delante el camino comienza bordear el río Salinas, tiene en este sector una plataforma de 3,00m de ancho, con afloramientos de roca de gran magnitud y taludes semiverticales.

Los datos estructurales medidos son los siguientes:

- Rumbo N 30° E
- Buzamiento 50° NW
- Dirección del camino Este-Oeste
- Roca: 90,00%
- Material Suelto: 10,00%

Figura 79. Afloramiento de roca de gran magnitud y deslizamientos



Fuente: Elaboración propia

Km 2+860 – 3+160

En el Km 3+000, afloramiento de areniscas de color rojizo, que tiene los siguientes parámetros estructurales:

- Rumbo. 10-15° NE
- Buzamiento: 60° NW
- Espesor de capas de roca: 0,60m.

Km 3+160-4+060

Desde el Km. 3+000-3+300, material suelto con cubierta vegetal.

Luego el camino se desplaza sobre una superficie plana, con material suelto atravesando la comunidad El Puesto, hasta el Km 4+060. La relación del material en el tramo es:

- Roca: 50,00%
- Material Suelto 50,00%

Figura 80. Sector plano entrada comunidad El Puesto



Fuente: Elaboración propia

Figura 81. Sector plano comunidad El Puesto



Fuente: Elaboración propia

Km 4+060-4+420

El camino continúa con las mismas condiciones geológicas y litológicas, la configuración geológica corresponde a areniscas de coloración rojiza duras que corresponden al sistema Cretácico, hasta el Km 4+200 los afloramientos son de gran espesor.

Km 4+420-4+820

En el Km 4+600 el camino se desplaza sobre una superficie semi plana, con presencia de material suelto.

- Roca: 70,00%
- Material Suelto: 30,00%

Km 4+820-6+000

En este tramo el camino atraviesa la quebrada El Puesto, entre 5+000-5+200, el camino atraviesa material suelto.

A continuación, afloran bancos de areniscas de color rojizo que tienen espesores que varían de 0,50-2,00m., dispuestos en forma opuesta a la dirección del camino, con talud entre 20 - 25 m de altura, el camino bordea el río Salinas.

Km 6+000-7+160

El trazo continúa sobre una superficie semi plana con curvas y contra curvas más amplias, con alternancia de material suelto y roca arcillosa arenosa, cubierta por vegetación, el camino continúa en descenso, con menor altura con relación al río Salinas.

3.12.7. Materiales de préstamo

Se han identificado un sitio para la extracción de materiales disponibles para la construcción del camino, ubicados a lo largo del río Salinas, tomando en cuenta los aspectos geológicos y acceso.

El yacimiento más importante existente en la zona lo constituye el río Salinas, donde actualmente se explotan los materiales de préstamo para todo tipo de obras, su volumen es ilimitado, cada año durante la época de lluvias, el río nuevamente repone el material extraído, el acceso es directo debido a que el río Salinas bordea una gran parte del camino.

El objetivo del estudio de materiales, es la localización de bancos de préstamo de materiales granulares y canteras de roca, susceptibles de ser empleados como áridos para la carretera. Además, se trata de definir la ubicación y potencia de los depósitos, con objeto de determinar los volúmenes disponibles.

Se realizaron ensayos de laboratorio para determinar las características físico-mecánicas de los materiales y definir su posible utilización. Concretamente se trata de analizar la existencia de diferentes materiales para las capas base, sub base, sub rasante mejorada y agregados para hormigones, carpetas asfálticas y tratamientos superficiales.

Las características de los materiales de préstamo se muestran en el Resumen Geotécnico (Ver Anexos).

El estudio se concluye indicando que el camino existente, en actual uso no tiene problemas geológicos de importancia que pudieran ocasionar problemas de remoción en masa, a través de la erosión potencial que pudiera existir.

No se observan problemas tectónicos, geotécnicos ni de geología en general que imposibiliten su uso continuo.

En las zonas donde el trazo se desplaza sobre material suelto en terreno plano, no necesita ningún tratamiento especial, debido a que son sectores impermeables, que no tienen problemas de infiltración, ni surgencia de agua, el nivel freático se encuentra al nivel del lecho del río Salinas, el que se desplaza por debajo de la plataforma del camino.

En los taludes con altura superior a los 20m, o donde las condiciones naturales lo requieran se debe proyectar la construcción de banquetas con una altura de 20m. y ancho de 3m.

3.13. ANÁLISIS ALTERNATIVOS DEL PROYECTO

3.13.1. Descripción del problema o necesidad

El tema de la existencia y estado de las carreteras es uno de los problemas que está permanentemente presente en el diario vivir de las personas, tanto por la necesidad de traslado de personas por motivos laborales, educacionales, de esparcimiento o de acceso a establecimientos de salud a donde llevar los enfermos, como por motivos productivos que implica la movilización de carga desde un origen productivo y un destino de consumo (o intermedio).

3.13.2. Identificación de alternativas técnicamente viables del proyecto

Las alternativas identificadas como técnicamente viables del proyecto son dos: geométricas con sus respectivas alternativas estructurales que son de pavimento flexible y pavimento en afirmado.

3.13.3. Descripción de posibles alternativas

En los últimos años se hizo apreciable el proceso de erosión y escurrimiento en el área de influencia del proyecto, en su generalidad por una serie de circunstancias que influyen en el normal tránsito vial, principalmente en época de lluvia, motivo por el que a continuación presentan las dos con las que se daría solución a este problema que aqueja día a día a los comunarios:

Alternativa con paquete estructural

Alternativa 1: Pavimento Flexible

Alternativa 2: Pavimento en Afirmado

3.13.4. Selección de la Alternativa Técnica de mínimo costo

El mínimo costo se utiliza para comparar alternativas de solución a un problema, esta técnica del Costo Mínimo busca por medio de la identificación de los costos de un proyecto, seleccionar de las alternativas analizadas, la que menos costo representa. Entre los principales indicadores de Costo Mínimo se tienen que tomar el VAC (Valor Presente de los Costos), CAES (Costo Anual Equivalentes), RPC (Razones Precio Cuenta), descuento de los costos a precios sociales que varía en un determinado porcentaje.

Como podemos observar para el análisis de alternativas implican muchos factores que se tiene que tener en cuenta y es un especialista que necesita trabajar en dicho tema, por lo que en nuestro Proyecto que es a nivel de Ingeniería solo podremos realizar un estimado de análisis de alternativas en Costos por lo que podremos emplazarlo en diferentes áreas estudiadas en la carrera de Ingeniería Civil y no es a un proyecto a nivel de Diseño Final, porque requiere un Estudio Socioeconómico.

Diseño Geométrico			
Sobre el camino Actual		Para un nuevo Camino	
Diseño Paquete Estructural			
Pavimento Flexible	Pavimento en Afirmado	Pavimento Flexible	Pavimento en Afirmado



CAPÍTULO IV
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

Después de haber realizado el proyecto se concluye lo siguiente.

- En el análisis de tráfico para el año 2019 se obtuvo un TPDA= 316 veh/año
- De acuerdo a los laboratorios realizados se obtuvieron los siguientes resultados:

Prog.	Profundidad	Clasif. AASHTO	I.G.	Proctor T-180		C.B.R.		
	(m)			D max	H.opt.	100%	97%	95%
0+000	0.00 - 0.80	A - 1	1	2,061	9,20	59,33	56,11	52,89
0+500	0.00 - 0.80	A - 6	3	2,179	6,9	57,46	54,62	51,79
0+980	0.00 - 0.80	A - 6	4	2,132	7,80	27,05	25,12	23,19
1+480	0.00 - 0.80	A - 6	2	2,070	8,70	52,25	49,31	46,38
1+980	0.00 - 0.80	A - 1	2	1,960	10,50	65,89	60,94	55,99
2+480	0.00 - 0.80	A - 1	2	2,137	7,50	51,77	47,18	42,59
2+980	0.00 - 0.80	A - 1	2	2,222	7,40	61,36	56,47	51,58
3+480	0.00 - 0.80	A - 1	2	2,051	10,50	43,13	40,92	38,71
3+980	0.00 - 0.80	A - 6	2	1,914	12,00	60,32	56,32	52,32
4+480	0.00 - 0.80	A - 6	4	2,083	10,3	61,36	56,47	51,58
4+980	0.00 - 0.80	A - 4	2	1,881	12,90	61,36	56,47	51,58
5+480	0.00 - 0.80	A - 4	3	1,450	26,60	32,52	31,20	29,89
5+980	0.00 - 0.80	A - 4	3	1,808	15,20	45,16	42,22	39,28
6+430	0.00 - 0.80	A - 4	3	2,069	8,69	59,69	55,84	51,98

- De acuerdo al análisis de tráfico se obtuvo un ESAL's = 3379526 E.E. de 18 kips ó 8,2 Ton.
- El análisis hidrológico se hizo mediante 4 estaciones meteorológicas de Entre Ríos, Salinas, Narvaez y Tj-Aeropuerto, dando a sub cuencas que se detallan a continuación:

$$i = \alpha * t^{\beta}$$

	Cuenca 1	Cuenca 2
	Q_{máx} [m³/seg]	Q_{máx} [m³/seg]
T [años]	Met. Racional	Met. Triangular
5	45,62	146,88
10	49,43	171,90
20	57,98	225,28
25	64,79	269,30
50	71,63	314,62
100	45,62	146,88

donde se obtuvo un tiempo de concentración mediante un promedio entre las fórmulas de tiempo de concentración, así como una intensidad en un periodo de diseño de 10 años.

- El diseño del tramo Quebrada Las Vacas – Salinas tiene una longitud de 29.634 metros, por lo que nuestro diseño de ingeniería consta de un tramo desde la progresiva 0+000 hasta 6+428,90 metros de longitud, que consta de un ancho de calzada de 6 metros, bermas de 0,5 metros, sobre ancho de 0,5 metros y la pendiente máxima del camino es de 12%.

Parámetros de diseño	
Velocidad de diseño	30 (km/h)
Categoría	Camino de Desarrollo
Carriles	2 (bidireccional)
Tipo de terreno	Llano a Ondulado medio
Distancia de frenado	25 m
Distancia de adelantamiento	180 m
Radio mínimo en curvas	25 m
Radio máximo	120 m
Peralte máximo o Pendiente máxima longitudinal	8%
Coefficiente De fricción transversal	0,215
Pendiente mínima longitudinal	2,00%
Pendiente máxima sobre la rasante	12%
Ancho de carril	3,00 m
Bombeo	2,00%
Ancho de berma en pavimento flexible	0,50m

Ancho de berma en pavimento afirmado	0,00m
Sobre ancho de plataforma (SAP) en pavimento flexible	0,50m
Sobre ancho de plataforma (SAP) en pavimento en afirmado	0,80m
Derecho de Vía	50 m

- De acuerdo al estudio geotécnico que se realizó pudimos comprobar de nuestro suelo está en la clasificación de Arcilla Limosa A – 6 en la clasificación AASHTO. y que para el Diseño Estructural del Pavimento se obtuvo un CBR de 6,1%
- Se diseñó el espesor de pavimento en afirmado, usando la fórmula propuesta por el (NAASRA) y comprobando con los ábacos:

Pavimento afirmado (mm)	
Capa de afirmado	200

- Se diseñó el espesor del pavimento flexible, usando el método AASHTO por lo que se obtuvo una capa de sub base de 20 cm, base de 16 cm y una carpeta asfáltica de 9 cm de espesor.

MEZCLA ASFÁLTICA MR (psi)= a1=0,441 D1=9 cm
BASE MR (psi)=28500 CBR=80% a2=0,133 D2=16 cm
SUB-BASE MR (psi)=18000 CBR=50% a3=0,127 D3=20 cm
SUBRASANTE MR=34785 CBR=23,19%
ESPESOR TOTAL (D1+D2+D3) = 45 cm

Alternativa (1)	Pavimento Afirmado
Alternativa (2)	Pavimento Flexible

- De acuerdo al diseño de obras de arte, en el camino se presentan tan solo alcantarillas de tipo cajón.

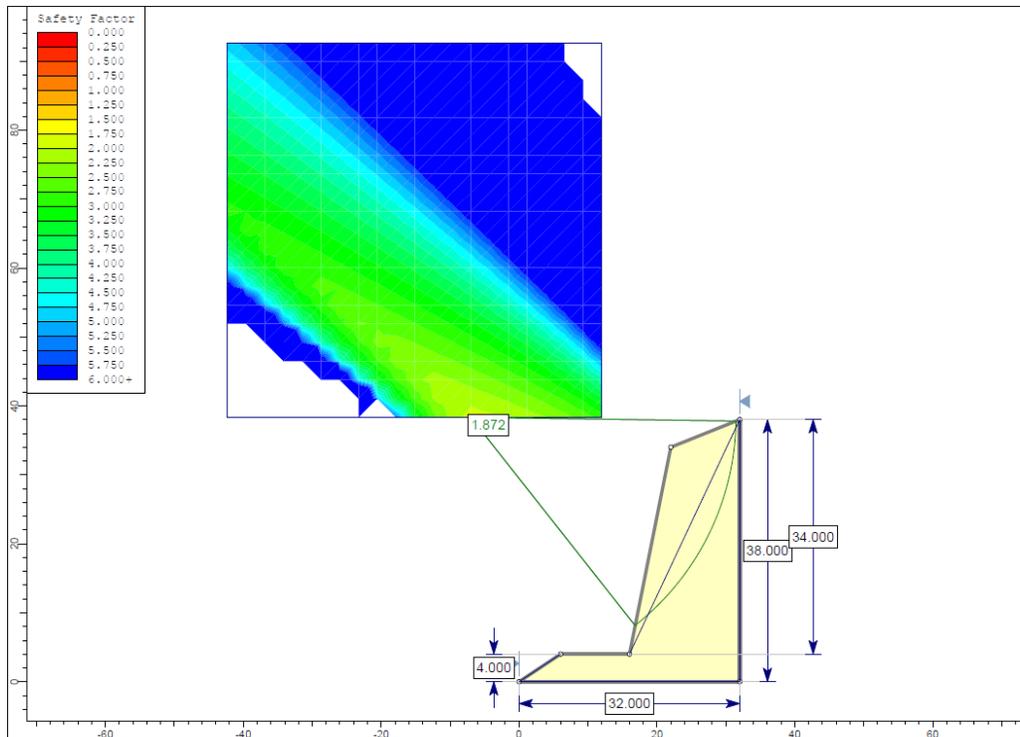
		Vol H°A°	Total Alcan.	Total Vol. (m3)
Tipo 1	Cajón: 1x1m	4,14	4	16,56
Tipo 2	Cajón: 1,5x1m	5,04	3	15,12
Tipo 3	Cajón: 3X1,20m	8,1	2	16,20

- Se tiene alcantarillas existentes en el tramo del camino y se las mencionan a continuación:

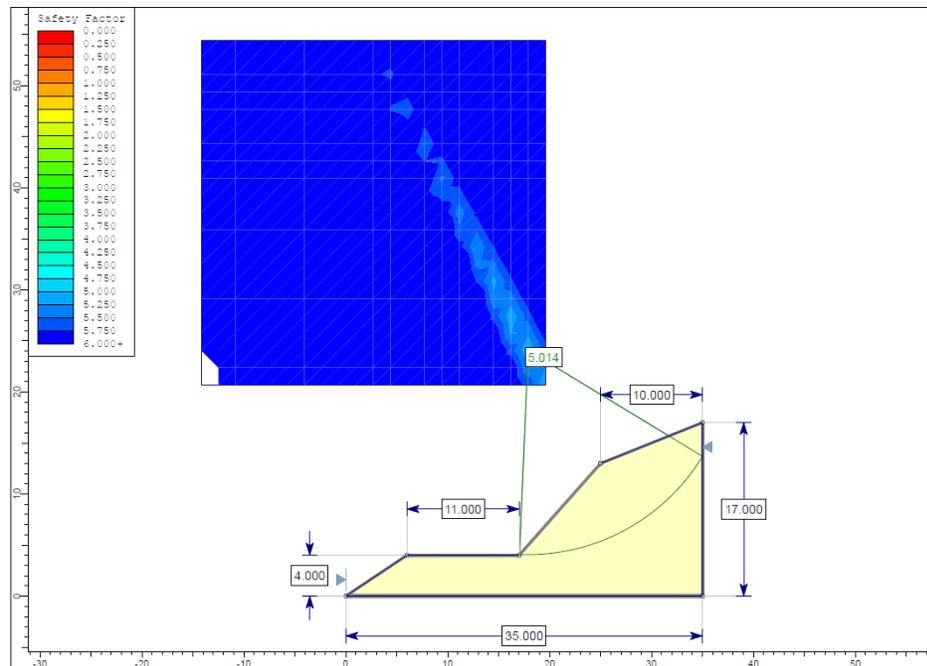
Alcantarillas existentes					
N°	Progresiva	Secc. Circular (mm)	Flujo	Ingreso	Salida
1	0+200	1000,00	D-I	Cajon	Cabezal
2	0+341	1000,00	D-I	Cajon	Cabezal
3	0+657	1000,00	D-I	Cajon	Cabezal
4	0+773	1000,00	D-I	Cajon	Cabezal
5	1+222	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
6	1+358	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
7	1+958	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
8	2+093	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
9	2+450	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
10	2+697	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
11	3+050	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
12	3+399	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
13	3+622	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
14	3+837	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
15	4+204	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
16	4+363	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
17	4+541	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
18	4+751	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
19	4+877	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
20	5+084	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
21	5+403	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
22	5+790	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal
23	6+311	1000,00	I-D	Cajon	Cabezal

Alcantarillas nuevas					
N°	Progresiva	Secc. Cajon (m)	Flujo	Ingreso	Salida
1	0+400	CAJON: 1X1m	D-I	Cajon	Cajon
2	0+520	CAJON: 1,5X1m	D-I	Cajon	Cajon
3	0+920	CAJON: 3X1,20m	D-I	Cajon	Cajon
4	1+1000	CAJON: 1X1m	I-D	Cajon	Cajon
5	1+480	CAJON: 3X1,20m	I-D	Cajon	Cajon
6	1+660	CAJON: 1X1m	I-D	Cajon	Cajon
7	2+340	CAJON: 1,5X1m	I-D	Cajon	Cajon
8	2+880	CAJON: 1X1m	I-D	Cajon	Cajon
9	3+940	CAJON: 1,5X1m	I-D	Cajon	Cajon
10	5+280	CAJON: 1X1m	I-D	Cajon	Cajon
11	5+560	CAJON: 1,5X1m	I-D	Cajon	Cajon
12	6+008	CAJON: 3X1,20m	I-D	Cajon	Cajon
13	6+160	CAJON: 3X1,20m	I-D	Cajon	Cajon

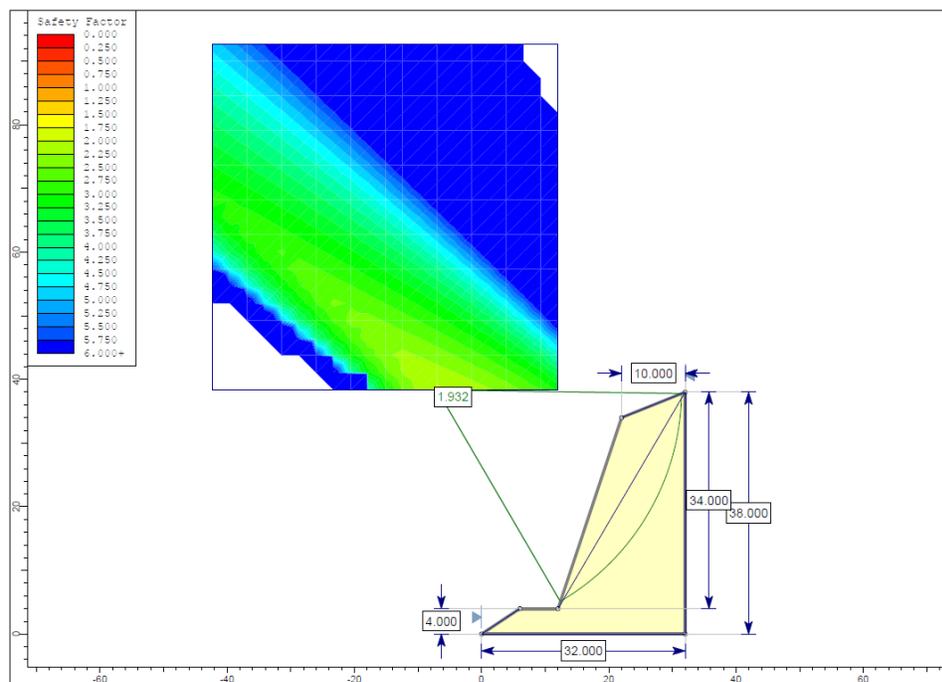
- Se realizó la investigación en el Estudio de estabilización de taludes en las cuales se recomienda usar el método Bishop, por lo diferentes aplicaciones que tienen y que es la mejor recomendable, donde se obtuvieron los factores de seguridad de tres tipos de talud:



F.S: 1,872



F.S: 5,014



F.S: 1,932

- Se realizó el cálculo de los cómputos métricos, precios unitarios para así poder determinar presupuesto del camino Quebrada Las Vacas - Salinas, dando como resultado:

Alternativa	Bs.
Pav. Afirmando (1)	16.797.972,60
Pav. Flexible (2)	21.114.371,98

4.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda tomar la alternativa N^a 1 ya que es la mejor haciendo un análisis técnico económico se pudo determinar que es más viable dicha alternativa.
- Se recomienda realizar mayores estudios a estos suelos para así conocer con mayor precisión las características del suelo del tramo para poder realizar un diseño del paquete estructural con mayor seguridad para el proyecto.
- Se recomienda un estudio de taludes en específico para los diferentes tramos que se presentaron, para así tener una clara idea de los factores de seguridad y ponerlos a practica con mas certeza.
- Realizar meticulosamente la elección de los parámetros de diseño geométrico y estructural del asfaltado ya cualquier error que pudiese presentarse afectará directamente en los dimensionamientos de las estructuras la calidad de la obra y por ende en el costo del proyecto y la durabilidad del mismo.
- Se recomienda el diseño de un puente de aproximadamente unos 30 metros de longitud en la progresiva 4+155 del tramo del proyecto. Mediante las normas: Norma ACI-1992 y Norma AASHTO 92, y también los diferentes programas que hubiera para la realización de dicho puente.