

## **CAPÍTULO II**

### **ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS**

#### **2.1. PARÁMETROS BÁSICOS**

En el diseño geométrico de una carretera siempre influyen ciertos parámetros básicos de diseño, además condicionan gran parte del diseño geométrico del camino y, por lo tanto afecta sensiblemente al costo de construcción, especialmente cuando más desfavorables son las condiciones físicas del terreno donde se desarrolla el trazado. Además estos parámetros deben proporcionar seguridad y comodidad a lo largo de toda su trayectoria.

Por otro lado, el trazado exige la fijación de ciertos parámetros básicos, entre los que destacan los relacionados con la Velocidad, Visibilidad, Pendiente Longitudinal, Radio Mínimo.

##### **2.1.1 VELOCIDAD**

La velocidad es el elemento básico para el diseño geométrico y sirve de parámetro de cálculo para los diversos elementos de una carretera, de ella depende el tiempo que se gasta en el transporte de personas o cosas.

Inicialmente, la velocidad depende de la capacidad del conductor y de la del vehículo.

Pero también depende de:

- Las características de la carretera y de la zona aledaña.
- Las condiciones climáticas.
- La presencia de otros vehículos en la vía.
- Las limitaciones legales.

Para diseñar se debe escoger una velocidad que satisfaga las demandas de servicio de los usuarios en la forma más segura y económica.

Un porcentaje muy pequeño de usuarios viajará a velocidades muy altas y no es económicamente viable satisfacerlas en el diseño, por lo tanto tendrán que viajar a velocidades menores a las que desean.

Tampoco se puede diseñar para condiciones desfavorables (mal clima por ejemplo), pues la carretera sería insegura en condiciones favorables.

### **2.1.1.1 DISTRIBUCIÓN DE LAS VELOCIDADES**

El concepto de velocidad es complejo en sí mismo y se puede referir a la de un solo vehículo, que no permanece constante ni siquiera cuando el conductor procura mantenerla fija, o a la distribución de las velocidades de los distintos vehículos en una corriente de tráfico. En general, interesa más estudiar unos valores representativos de la distribución de las velocidades, que seguir la evolución de cada uno de los vehículos que circulan por un tramo.

Para estudiar la velocidad de los vehículos en una sección de una carretera o a lo largo de un tramo de ella, se pueden realizar directamente unas mediciones, o emplear unos modelos matemáticos de los vehículos y de sus conductores, comprobados por la medición de la velocidad de los primeros y por unas observaciones del comportamiento de los segundos.

Es preciso definir el fractil de la distribución de velocidades al que se va a referir el trazado de la carretera:

- Un trazado que proporcione una circulación cómoda para los fractiles más altos de la distribución de las velocidades resulta muy caro; por tanto, los conductores más rápidos deben estar dispuestos a admitir un cierto grado de incomodidad en sus maniobras.
- Sólo se puede admitir que una fracción pequeña de conductores muy rápidos se sitúe más allá de unas condiciones estrictas de seguridad.

Por lo tanto, hay que establecer un compromiso aceptable entre los costos de construcción y explotación, habida cuenta de la diversidad de los comportamientos humanos a los que una misma infraestructura fija pretende servir. Este compromiso suele adoptar la forma siguiente:

- Se toma como referencia la velocidad  $V_{85}$ , sólo superada por el 15% de los vehículos, para los aspectos del diseño de la carretera relacionados con la comodidad de la circulación (maniobras menos bruscas, realizadas con mayor margen).
- La utilización de  $V_{85}$  para el diseño debe proporcionar también un suficiente margen de seguridad estricta a los vehículos más rápidos (los que circulan a una velocidad  $V_{99}$ ), aunque a sus ocupantes circulen con menor comodidad (maniobras más bruscas o de emergencia).

### **2.1.1.2 VELOCIDAD ESPECÍFICA DE UN ELEMENTO DEL TRAZADO**

Se define la velocidad específica o de cálculo de un elemento del trazado aisladamente considerado como la máxima que se puede mantener a lo largo de él, en condiciones de comodidad y de seguridad cuando, encontrándose el pavimento mojado y los neumáticos en buen estado, las condiciones meteorológicas, del tráfico y legales son tales que no imponen limitaciones a la velocidad, todos los elementos del trazado se han de disponer con unas características que permitan marchar sin riesgo a esa velocidad; y recíprocamente, toda carretera, según sus características, permitirá rodar con seguridad a una velocidad específica determinada.

Imponer una velocidad específica muy alta representa, normalmente, un aumento en el costo de la carretera, porque será mayor el movimiento de tierra; el aumento del costo dependerá de la naturaleza del terreno y estará más o menos justificado según la intensidad de tráfico que sirva, ya que la capacidad de la vía depende de la velocidad, pues caudal de tráfico es, en definitiva, la velocidad por sección.

### **2.1.1.3 VELOCIDAD DE PROYECTO DE UN TRAMO DE CARRETERA**

La velocidad de proyecto de una carretera (también llamada velocidad directriz o velocidad de diseño), es la velocidad que permite definir las características geométricas mínimas de los elementos del trazado, principalmente en el alineamiento horizontal y vertical, en condiciones de comodidad y seguridad.

La velocidad de proyecto se identifica con la mínima velocidad específica de los elementos que forman el tramo, es decir, representa la oferta mínima del tramo en materia de velocidades.

Los valores de la velocidad de proyecto suelen depender de los siguientes factores:

- Condiciones del entorno, especialmente el relieve del terreno.
- Consideraciones ambientales.
- Función de la vía dentro del sistema de transporte.
- Homogeneidad del itinerario o del trayecto.
- Condiciones económicas.

La elección de la velocidad de proyecto, según el manual y normas para el diseño geométrico de carreteras de nuestro país, está en función de la categoría de diseño como observamos en el siguiente cuadro:

**Cuadro 2.1**

**Velocidades de Proyecto en Función de la Categoría de Diseño**

<b>Categoría de la Carretera</b>	<b>Características<sub>1</sub></b>	<b>Criterio de clasificación<sub>2</sub></b>	<b>Velocidades directrices (km./hr)<sup>3</sup></b>
<b>0</b>	Doble Calzada Dos o más carriles por dirección Control total de acceso	– TMDA mayor a 15000 – VHD corresponde a nivel de servicio C – Función de total prioridad: movilidad	120 – 80
<b>I.A</b>	Doble Calzada Dos o más carriles por dirección Control total de acceso	– TMDA mayor a 5000 – VHD corresponde a nivel de servicio C o superior – Función mas importante de total prioridad: movilidad	120 – 70
<b>I.B</b>	Calzada Simple Dos carriles Control Parcial de acceso	– TMDA mayor a 1500 – VHD corresponde a nivel de servicio igual o superior al C o D	120 – 70
<b>II</b>	Calzada Simple Dos carriles	– TMDA mayor a 700	100 – 50
<b>III</b>	Calzada Simple Dos carriles	– TMDA mayor a 300	80 – 40
<b>IV</b>	Calzada Simple Dos carriles	– TMDA menor a 200	80 – 30

Fuente: Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras

1.- Donde no se indica el tipo de control de acceso este puede ser parcial o no existir según cada caso particular.

2.- Los valores de TMDA (Expresados en vehículos/día) y los niveles de servicio al que corresponde el VHD son a los 10 años de habilitada la obra. Donde no se indica la función, ésta dependerá de cada caso particular. Cuando no se indica el VHD, éste debe corresponder a las condiciones cualitativas de operación de Nivel de Servicio C o D, según las condiciones prevalecientes del tránsito y la calzada, aunque según el manual de capacidad de caminos esos niveles no están definidos para las velocidades directrices inferiores a 72 y 64 Km/hr. Respectivamente.

3.- La elección de la velocidad directriz dependerá de las dificultades que ofrezca el terreno. El rango es sólo indicativo.

4.- En el caso particular de la categoría IV el TMDA corresponde al año de habilitación.

La elección de la velocidad de proyecto, según la AASHTO (Asociación Americana del Estado de Carreteras y Transporte Oficial), está en función del tipo de carretera y de la topografía del terreno.

**Cuadro 2.2**  
**Velocidades de Proyecto Recomendables**

TIPO DE CAMINO	TOPOGRAFÍA			
	Plana o con poco lomerío	Con lomerío fuerte	Montañosa pero poco escarpada	Montañosa pero muy escarpada
<b>Tipo Especial</b>	Requiere Estudio Especial			
<b>Tipo A</b>	70 Km./h	60 Km./h	50 Km./h	40 Km./h
<b>Tipo B</b>	60 Km./h	50 Km./h	40 Km./h	35 Km./h
<b>Tipo C</b>	50 Km./h	40 Km./h	30 Km./h	25 Km./h

Fuente: "Vías de comunicación ", Carlos Crespo Villalaz

#### **2.1.1.4 VELOCIDAD DE PLANEAMIENTO. HOMOGENEIDAD DE UN TRAMO**

El tramo de carretera para el que se define la velocidad de proyecto tiene que tener un trazado homogéneo y una longitud razonable (del orden de algunos kilómetros). Para juzgar su homogeneidad es útil el concepto de velocidad de planeamiento, la cual se define por la media armónica de las velocidades específicas VE, cada uno de sus elementos, ponderadas según la longitud Li de cada uno de ellos.

$$VP = \frac{\sum VE_i \cdot L_i}{\sum L_i} \quad Ec: 2.1$$

La velocidad de planeamiento de un tramo depende de su sinuosidad, de la longitud e inclinación de sus rasantes, de la anchura de su calzada y plataforma, y de la frecuencia de los nudos y accesos que hay en él. Si la velocidad de planeamiento de un tramo resulta muy superior a la de proyecto (por ejemplo, más de 15-20 Km/h), es probable que el trazado no sea homogéneo y que convenga desglosarlo en varios sub-tramos, de modo que cada uno de ellos lo sea.

## **2.2 VISIBILIDAD**

### **2.2.1 GENERALIDADES**

Distancia de visibilidad es la longitud continua hacia delante del camino, que es visible al conductor del vehículo. La distancia mínima visible disponible en una carretera debe ser suficientemente larga para permitirle al vehículo viajar a la velocidad de proyecto y parar antes de alcanzar un objeto estacionado en su ruta.

En el diseño se consideran dos distancias, la de visibilidad suficiente para detener el vehículo, y la necesaria para que un vehículo adelante a otro que viaja a velocidad inferior, en el mismo sentido.

En esta nueva norma, estas dos situaciones influyen el diseño de la carretera en campo abierto y serán tratados en esta sección considerando:

- 1) Alineamiento recto y rasante de pendiente uniforme.
- 2) Condicionamiento asociado a singularidades de planta o perfil.

### **2.2.2 VISIBILIDAD DE PARADA**

Distancia de visibilidad de parada, es la mínima requerida para que se detenga un vehículo que viaja de diseño, antes de que alcance un objeto inmóvil que se encuentra en su trayectoria.

Se considera obstáculo aquél de una altura igual o mayor a 0.15 m, estando situados los ojos del conductor a 1.15 m, sobre la rasante del eje de su pista de circulación.

Todos los puntos de una carretera deberán estar previstos de la distancia mínima de visibilidad de parada.

En cualquier punto de la carretera, la distancia de visibilidad para frenar deberá ser tan larga como sea posible, pero nunca menor que la distancia mínima de visibilidad para frenar. La distancia mínima de visibilidad para frenar tiene como base la suma de dos distancias:

1. La distancia de recorrida por el vehículo desde el momento en que se hace visible el obstáculo hasta el instante en que se aplican los frenos.
2. La distancia recorrida por el vehículo luego de aplicados los frenos y hasta el momento en que se detiene totalmente.

1. La distancia recorrida por un vehículo desde el momento en que se hace visible un obstáculo hasta el instante en que el conductor aplica los frenos, depende de la velocidad de proyecto que normalmente es un parámetro ya establecido y del tiempo de percepción y reacción que es el tiempo que transcurre desde que el obstáculo se hace visible hasta la aplicación del pie en el freno.

El tiempo de percepción es el que transcurre desde que el conductor ve el obstáculo hasta el momento en que toma una decisión acerca de lo que debe hacer; bajo ciertas condiciones el conductor decide instantáneamente, en otras, transcurre un cierto tiempo hasta asociar el objeto en la vía con un posible obstáculo; en este caso, el tiempo que transcurre depende de las condiciones físicas del conductor, de las condiciones atmosféricas, de las dimensiones y distancias a que se halla el obstáculo, etc. El tiempo de reacción es el que se requiere para que el conductor de un vehículo accione los frenos, una vez que haya decidido que su aplicación es necesaria. Los valores del tiempo de percepción y el del tiempo de reacción son pequeños por lo que se ha visto conveniente adoptar un solo tiempo conocido como tiempo de percepción y reacción para el cual se recomienda un valor de 2.5 seg., ya que ha llegado a la conclusión de que no se justifica hacer una distinción de valores para las diferentes velocidades.



Entonces, la velocidad recorrida por un vehículo desde el momento en que se hace visible un obstáculo hasta el instante en que el conductor aplica los frenos es igual a:

$$d = \frac{V \cdot t}{3.6} \quad Ec: 2.2$$

Donde:

$d$  = Distancia recorrida desde el momento en que se hace visible el obstáculo hasta el instante en que se aplican los frenos (m.)

$V$  = Velocidad de Proyecto (Km/h).

$t$  = Tiempo de percepción y reacción igual a 2.50 seg.

2. La distancia recorrida por un vehículo luego de aplicados los frenos y hasta quedar totalmente detenido recibe el nombre de distancia o largo de frenado.

Debido a las limitaciones que impone el rozamiento entre los neumáticos del vehículo y el pavimento, y a la desaceleración máxima que se permite para efectuar un frenado sin violencia, existe una distancia mínima que debe recorrer el vehículo antes de llegar al paro completo y es igual a:

$$d_1 = \frac{V^2}{254 \cdot (f_1 \pm i)} \quad Ec: 2.3$$

Donde:

$d_1$  = Distancia de frenado (m)

$V$  = Velocidad de Proyecto (Km/hr)

$f_1$  = Coeficiente Longitudinal de la carretera. Considerada como positiva en subida y como negativa en bajada (m/m).

La adopción de los coeficientes de fricción longitudinal, que actúan durante el frenado del vehículo, está basada en que:

- Sean razonables tanto el estado como las condiciones de mantenimiento del pavimento de la calzada y de los neumáticos y el sistema de frenos de los vehículos.
- El pavimento se encuentra mojado, pero sin presencia de lodo o hielo.

Los coeficientes de fricción longitudinal máximos recomendados, que dependen de la velocidad directriz, se muestran en el cuadro siguiente:

**Cuadro 2.3**

**Valores Máximos del Coeficiente de Fricción Longitudinal entre Neumático y Pavimento Mojado**

<b>Velocidad Directriz (Km./Hr)</b>	<b>30</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	<b>60</b>	<b>70</b>	<b>80</b>	<b>90</b>	<b>100</b>	<b>110</b>	<b>120</b>
<b><math>f_1</math></b>	0.40	0.37	0.35	0.33	0.31	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26

Fuente: Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras

Como explicamos anteriormente la distancia mínima de visibilidad para frenar es igual a la suma de la distancia recorrida desde el momento en que se hace visible el obstáculo hasta el instante en que se aplican los frenos denominada “d” mas la distancia de frenado determinada “ $d_1$ ”

$$d_f = \frac{V \cdot t}{3.6} + \frac{V^2}{254 \cdot (f_1 \pm i)} \quad Ec:2.4$$

$d_1$  = Distancia mínima de visibilidad para frenar (m)

$V$  = Velocidad de Proyecto (Km/hr)

$f_1$  = 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 AASHTO también utiliza la misma fórmula con la variante de que el coeficiente de fricción longitudinal varía de 0.20 a 0.90 (recomendable para diseño el valor de 0.40) y el tiempo de percepción y reacción varía de 1 a 2.5 seg.

Las distancias mínimas de visibilidad para frenar en función de la velocidad directriz para rasantes horizontales se muestran en el siguiente cuadro:

**Cuadro 2.4**

***Distancias Mínimas de Visibilidad para Frenar en Caminos con Rasantes Horizontales***

<b>Velocidad Directriz (Km./h)</b>	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
<b>d<sub>f</sub> (m)</b>	30	45	65	85	110	140	175	210	255	300

Fuente: Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras

**2.2.2.1 IMPOSIBILIDAD DE CRUCE-DIST DOBLE**

**VISIBILIDAD:**

Cuando el camino es de un ancho tal que no permita el cruce de 2 vehículos a la velocidad de régimen hay que calcular la distancia precisa para que puedan parar antes de chocar.

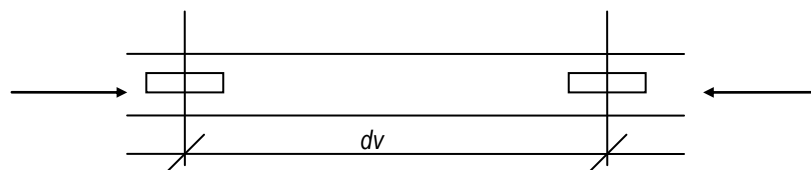
Tramos Horizontales

$$dv = 2\left(0.555V + \frac{V^2}{254 \cdot f}\right) + 5m \quad Ec:2.5$$

Esta fórmula estima en 2seg el tiempo de percepción y reacción para cada conductor y una distancia, de seguridad de 5m.

Si tuviera una pendiente i, se suman los espacios de frenado de los vehículos, en la distancia de frenado, el que desciende será afectado por el signo - y el que asciende por +.

$$dv = \left[ 1.11V + \frac{f \cdot V^2}{127(f^2 - i^2)} \right] + 5m \quad Ec:2.6$$



### 2.2.2.2 DISTANCIA MÍNIMA DE SEGURIDAD ENTRE DOS VEHÍCULOS

Si 2 vehículos marchan a la misma velocidad, uno tras otro la mínima distancia que los separa debe ser tal:

- que si el de adelante aplica frenos
- el de atrás se detenga sin chocar

La AASHTO propone la siguiente fórmula:

$$S = \frac{V}{5} + 6$$

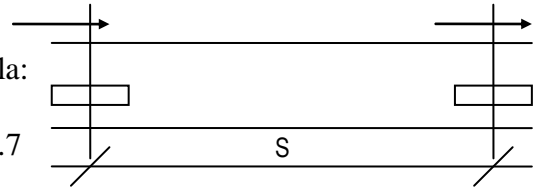
Ec: 2.7

$$S = m$$

Ec: 2.8

$$V = K/Hr.$$

Ec: 2.9



### 2.2.3 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE SOBREPASO

Distancia de visibilidad de sobrepaso es la mínima que debe estar disponible a fin de facultar al conductor del vehículo que viaja 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.

Cuando no sea posible, económicamente que el trazado tenga en todos los puntos la  $D_v$  paso, debe exigirse que por lo menos  $c/2$  km. Halla un tramo donde exista.

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 a que la velocidad de proyecto
- El vehículo que sobrepasa tiene que reducir su velocidad a la que lleva el vehiculo que es rebasado mientras recorre a 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 vehiculo 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.

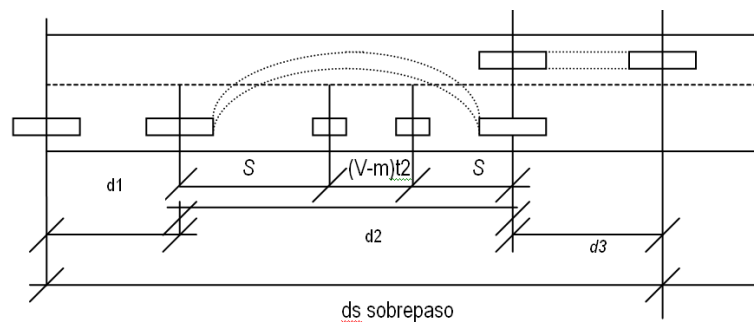
- Si se ejecuta el sobrepaso, este se logra acelerando durante la operación.
- El tránsito por carril opuesto aparece en el momento en que comienza la maniobra de sobrepaso y llega al lado del vehículo que sobrepasa precisamente cuando la maniobra es completada.

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:

1. Distancia  $d_1$  recorrida durante el tiempo de percepción y reacción.
2. Distancia  $d_2$  recorrida por el vehículo que sobrepasa mientras realiza la operación de rebase.
3. Distancia  $d_3$  recorrida por el vehículo que circula en sentido opuesto durante la operación del sobrepaso.

**Fig: 2.1 Distancia de Visibilidad de Sobrepaso**



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/h. 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:

$$d_1 = \frac{(V - m)}{3.6} t_1 \quad \text{Ec: 2.10}$$

Donde:

$d_1$  = Distancia recorrida durante el tiempo de percepción y reacción (m.)

$V$  = Velocidad de proyecto (Km./hr)

$m$  = Diferencia de velocidades entre los dos vehículos (Km./h.)

$t_1$  = Tiempo de percepción y reacción para iniciar la maniobra, valor recomendable para diseño 3(tres) Segundos.

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:

$$S = \frac{(V - m)}{5} + 6 \quad \text{Ec: 2.11}$$

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/hr)

Cuando se ha completado la maniobra de sobrepaso, el vehículo que lleva mayor velocidad habrá recorrido una distancia  $2S$  más, 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:

$$t_2 = \sqrt{\frac{14.4 \cdot S}{a}} \quad \text{Ec: 2.12}$$

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 y vale:

$$d_2 = 2S + \frac{(V - m)}{3.6} t_2 \quad \text{Ec: 2.13}$$

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./h.)

$t_2$  = Tiempo en el cual el vehículo que sobrepasa tarda en recorrer la distancia  $d_2$  (seg.)

Se ha dispuesto que 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:

$$d_3 = \frac{V}{3.6} t_2 \quad \text{Ec: 2.14}$$

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  $d_3$  (seg.)

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

$$d_s = \frac{(V - m)}{3.6} t_1 + 2S + \frac{(V - m)}{3.6} t_2 + \frac{V}{3.6} t_2 \quad \text{Ec: 2.15}$$

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./h.)

$t_1$  = Tiempo de percepción y reacción para iniciar la maniobra, valor recomendable para diseño 3(tres) segundos

$S$  = 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 esta condicionada técnica y económicamente por las características topográficas del terreno sobre el cual se desarrolla el trazado y por el volumen de tránsito que circula por la carretera.

Se debe considerar en lo posible exista al menos una sección con visibilidad de sobrepaso cada 1.5 a 3 Km. Esta consideración está en función de las condiciones favorables de la topografía de la carretera.

El manual y normas para el diseño geométrico de carreteras proponen el siguiente cuadro de distancias mínimas de visibilidad de sobrepaso en condiciones absolutas de seguridad:

**Cuadro 2.5**

***Distancias Mínimas de Visibilidad de Sobrepaso en Condiciones de Absoluta Seguridad***

<b>Velocidad Directriz (Km./h)</b>	<b>30</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	<b>60</b>	<b>70</b>	<b>80</b>	<b>90</b>	<b>100</b>	<b>110</b>	<b>120</b>
<b><math>d_s</math> (m)</b>	180	270	350	420	490	560	620	680	740	800

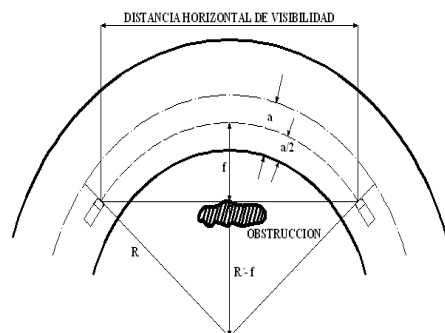
Fuente: Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras

**2.2.4 DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN CURVA**

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 corresponda.



**Fig: 2.2 Distancia de Visibilidad en Curva**



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:

$$d_h = 2 \cdot \sqrt{(R')^2 - (R' - f)^2} \quad \text{Ec: 2.16}$$

$$R' = R - \frac{a}{2} \quad \text{Ec: 2.17}$$

$$f = R' \left( 1 - \cos \frac{G \cdot d_f}{20} \right) \quad \text{Ec: 2.18}$$

Donde:

$d_h$ : Distancia de visibilidad horizontal en curva (m).

$R'$ : Radio desde el centro  $O$  hasta el eje central del carril interno de la curva (m).

$R$ : Radio de curvatura (m)

$a$  = Ancho de carril (m)

$f$  = deflexión máxima de la curva, medida hasta el obstáculo (m)

$G$  = grado de curvatura ( $^\circ$ )

$d_f$  = Distancia de visibilidad para frenar (m)

El Manual de Normas para el Diseño Geométrico de carreteras de nuestro país utiliza 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 delinear a través de marcas viales los tramos de la carretera donde debe o no utilizarse carriles contrarios.

### **2.3 RADIO DE CURVATURA**

El radio geoméricamente se define como la línea recta tirada desde el centro del círculo a cualquier punto de la circunferencia. Desde el punto de vista vial el radio de curvatura es aquel parámetro de diseño geométrico que define la curvatura de un arco de circunferencia a través de su longitud, es así que a mayor radio corresponde menor curvatura y a menor radio corresponde mayor curvatura. Este parámetro está muy relacionado con otro parámetro de diseño que es el peralte o sobreelevación.

#### **2.3.1 RADIO MÍNIMO DE CURVATURA**

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

El radio mínimo de una curva circular calculado con criterio de seguridad al deslizamiento y confort para el conductor, responde a la siguiente expresión:

$$R_{\min} = \frac{V^2}{127(e_{\max} + f)} \quad \text{Ec: 2.19}$$

Donde:

Rmin = Radio Mínimo de la curva circular (m.)

V = Velocidad directriz (Km./hr)

e = Peralte máximo (m/m)

f = coeficiente de fricción transversal admisible entre neumático y pavimento (adimensional)

**Cuadro 2.6**

**Radios mínimos para Diferentes Velocidades directrices, en Función de los Distintos Peraltes Máximos Deseables y Absolutos**

<b>Radios Mínimos (m)</b>										
<b>e<sub>max</sub>(%)</b>	<b>Velocidades Directrices (Km/h)</b>									
	<b>30</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	<b>60</b>	<b>70</b>	<b>80</b>	<b>90</b>	<b>100</b>	<b>110</b>	<b>120</b>
<b>6</b>	30	55	90	135	185	250	335	415	530	665
<b>8</b>	25	50	80	125	170	230	305	375	475	595
<b>10</b>	25	45	75	115	155	210	275	340	435	540

Fuente: Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras

La AASHTO maneja grados de curvatura los cuales guardan la siguiente relación con el radio de curvatura:

$$G = \frac{1146}{R} \quad Ec: 2.20$$

Donde:

G = Grado de Curvatura (°)

R = Radio de Curvatura (m.)

La tabla siguiente muestra los grados máximos de curvatura recomendados por la AASHTO en función del tipo de carretera y de la topografía del terreno:

**Cuadro 2.7**

**Grados de Curvatura Máximos Recomendables**

<b>TIPO DE CAMINO</b>	<b>TOPOGRAFÍA</b>			
	<b>Plana o con poco lomerío</b>	<b>Con lomerío fuerte</b>	<b>Montañosa, pero poco escarpada</b>	<b>Montañosa, pero muy escarpada</b>
<b>Tipo Especial</b>	<b>Requiere Estudio Especial</b>			
<b>Tipo A</b>	8°	11°	16°30´	26°
<b>Tipo B</b>	11°	16°30´	26°	35°
<b>Tipo C</b>	16°30´	26°	47°	67°

Fuente: "Vías de comunicación ", Carlos Crespo Villalaz

## **2.4. PENDIENTE LONGITUDINAL**

Las pendiente longitudinal es otro parámetro que está relacionado con el diseño geométrico de carreteras y 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 aquella 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.

### **2.4.1 PENDIENTE MÍNIMA**

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 0.40% que garantiza el escurrimiento superficial.

## 2.4.2 PENDIENTE MÁXIMA

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

El proyectista debe seleccionar la pendiente máxima según la categoría de diseño del tramo; en función de las condiciones físicas del terreno, principalmente la topografía y la geología; y manteniendo coherencia con la velocidad directriz, el volumen y características del tránsito previsto. En la medida de lo posible y en general, el proyectista debe evitar el empleo de los valores máximos de pendiente. El siguiente cuadro presenta rangos de pendientes máximas, según el manual de Normas para el diseño geométrico de Carreteras de nuestro país de la categoría de diseño del tramo de carretera.

**Cuadro 2.8**  
***Pendientes Longitudinales Máximas***

<b>Categoría de la Carretera</b>	<b>Características <sup>1</sup></b>	<b>Velocidad Directriz (Km./hr)<sup>2</sup></b>	<b>Pendientes Máximas (%)<sup>2</sup></b>
<b>0</b>	Doble Calzada Dos o más carriles por dirección Control total de acceso	120 — 80	3 — 5
<b>I.A</b>	Doble Calzada Dos o más carriles por dirección Control parcial de acceso	120 — 70	3 — 6
<b>I.B</b>	Calzada simple Dos carriles Control parcial de acceso	120 — 70	3 — 7
<b>II</b>	Calzada simple Dos carriles	100 — 50	4 — 8
<b>III</b>	Calzada simple Dos carriles	80 — 40	6 — 8
<b>IV</b>	Calzada simple Dos carriles	80 — 30	7 — 10

Fuente: Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras

1.- Donde no se indica el control de acceso, este puede ser parcial o no existir según cada caso particular.

2.- La elección de la velocidad directriz y de la pendiente máxima, depende de las dificultades que ofrece el terreno; el rango es indicativo.

La AASHTO recomienda el siguiente cuadro que representa pendientes máximas en función del tipo de carretera y de la topografía del terreno:

**Cuadro 2.9**  
**Pendientes Máximas Recomendables**

<b>TIPO DE CAMINO</b>	<b>TOPOGRAFÍA</b>			
	<b>Plana o con poco lomerío</b>	<b>Con lomerío fuerte</b>	<b>Montañosa, pero poco escarpada</b>	<b>Montañosa, pero muy escarpada</b>
<b>Tipo Especial</b>	<b>Requiere Estudio Especial</b>			
<b>Tipo A</b>	4%	5%	5.5%	6%
<b>Tipo B</b>	4.5%	5.5%	6%	6.5%
<b>Tipo C</b>	5%	6%	6.5%	7%

Fuente: "Vías de comunicación ", Carlos Crespo Villalaz

## **CAPÍTULO III**

### **CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS DE TRAZADO GEOMÉTRICO**

#### **3 ELEMENTOS DEL TRAZADO EN PLANTA**

##### **3.1 INTRODUCCIÓN**

En el proceso del diseño geométrico de carreteras la primera fase la constituye el trazado en planta.

El diseño en planta de una carretera es el diseño del eje definitivo, dicho eje se halla formado por alineaciones rectas, curvas circulares, curvas de transición.

##### **3.2 ALINEACIONES RECTAS**

###### **3.2.1 FUNCIÓN Y NECESIDAD**

En una alineación recta es posible lograr un movimiento uniforme del vehículo con una visibilidad precisa y, por tanto, con el máximo de seguridad; las rectas no presentan dificultades para la circulación; únicamente en los tramos rectos excesivamente largos son indeseables pues suelen producir monotonía en el manejo del vehículo y fatiga al conductor durante el día, aumentando las molestias del deslumbramiento provocado por los vehículos que circulan en sentido contrario durante la noche.

Se deberá definir la longitud de los tramos rectos atendiendo además, a las características topográficas del terreno; para esto, se tratará de adecuar el trazado a la conformación básica de la naturaleza y a la necesidad de brindar una apropiada distancia de visibilidad de sobrepaso en las calzadas bidireccionales.

Las alineaciones rectas resultan especialmente indicadas:

- En los terrenos llanos.
- Donde sea preciso adaptarse a algún condicionante externo que sea recto: una infraestructura, un corredor urbanístico, un valle de configuración recta, etc.
- En las proximidades de los nudos o de las conexiones con otras vías.
- Donde resulte necesario detenerse, como en las estaciones de peaje.
- En las carreteras de calzada única con dos carriles en las que, para adelantar a otros vehículos más lentos, es preciso ocupar temporalmente el carril normalmente reservado a la circulación en sentido contrario. Si se desea asegurar unas probabilidades razonables de adelantamiento, conviene que la longitud de la alineación recta no sea inferior a unos 500 – 800 m.

### **3.2.2 LONGITUDES MÁXIMAS Y MÍNIMAS**

La velocidad que pueden alcanzar los vehículos en las alineaciones rectas de gran longitud sólo está limitada por la inclinación de la rasante; pero se ha observado que puede haber accidentes debido a la monotonía de la conducción en estas condiciones. Por ello, en los trazados nuevos resulta aconsejable evitar las alineaciones rectas excesivamente largas, a las que corresponde un tiempo de recorrido superior a unos 60 – 75 s; e introducir en su lugar unas curvas de radio muy amplio (de 5000 a 10000 m) que, al obligar al conductor a modificar suavemente su dirección, mantienen despierta su atención. Además, se evita así el deslumbramiento debido a los faros de los vehículos que circulan en sentido contrario, que llega a ser muy molesto en una recta larga.

Por el contrario, si la recta entre dos curvas es muy corta los conductores las trazarán de forma conjunta. En este caso, la perspectiva por ellos percibida les puede resultar compleja, y además las irregularidades en la variación de la curvatura con el recorrido pueden hacerles incómoda y aun peligrosa la conducción:



- Si las curvas son de sentidos opuestos y la recta se recorre en menos de unos 5 s, conviene reducir a un punto la alineación recta intermedia, alargando para ello al menos una de las curvas de transición.
- Si las curvas son del mismo sentido y la recta se recorre en menos de unos 10 s, es mejor sustituirlas por una sola curva, si ello es posible.

### 3.3 CURVAS CIRCULARES

#### 3.3.1 EL ROZAMIENTO MOVILIZADO

Las condiciones dinámicas debidas a la fuerza centrífuga imponen ciertas limitaciones funcionales en todos los tipos de vía y en sus elementos, a no ser que la velocidad a la que recorre una curva sea muy baja. En esas condiciones, la elección de dicha velocidad forma parte del funcionamiento del sistema global constituido por el conductor, el automóvil y el entorno. El factor que más influye es la aceleración lateral percibida. Ésta es menor (del orden de un 20 %) que la aceleración lateral no compensada por el peralte, representada por el rozamiento transversal movilizado entre los neumáticos y el pavimento para mantener al vehículo en la trayectoria curva. Ello es debido a la inclinación transversal relativa (balanceo) entre la carrocería del vehículo y el pavimento, que se produce por la flexibilidad de la suspensión.

El rozamiento transversal movilizado se calcula a partir del peralte, de la velocidad y del radio de curvatura, por la fórmula siguiente:

$$f_t = \frac{V^2}{127 \cdot R} - p \quad \text{Ec: 3.1}$$

En la que  $f_t$  es el rozamiento transversal movilizado, V (km/h) es la velocidad, R (m) es el radio de curvatura, y p (m/m) es el peralte.

Los coeficientes de fricción transversal entre los neumáticos del vehículo y el pavimento, son valores determinados experimentalmente, que tienen en cuenta; condiciones medias del vehículo (suspensión, neumáticos, características

dinámicas), de la calzada (rugosidad, presencia de agua) y del conductor y pasajeros (habilidad, confort) las cuales son consideradas normales y admisibles.

Podemos decir si los coeficientes de fricción transversal admisibles no son superados, estos proporcionan aceptablemente la seguridad de que no se producirá el desplazamiento del vehículo y de que el conductor y los pasajeros no tendrán sensaciones de incomodidad cuando el vehículo circula por la curva a la velocidad directriz o de diseño.

La ecuación que nos permite calcular los coeficientes de fricción transversal máximos admisibles es la siguiente:

$$f_t = 0.196 - 0.0007 \cdot V \quad \text{Ec: 3.2}$$

Donde:

$f_t$  = rozamiento transversal movilizado máximo admisible (Adimensional)

V = Velocidad directriz o de diseño (Km/hr)

El siguiente cuadro nos muestra los coeficientes de fricción transversal máximos admisibles para diferentes velocidades directrices:

**Cuadro 3.1**  
**Valores Máximos Admisibles del Coeficiente de Fricción Transversal (f)**

<b>Velocidad Directriz (Km./h)</b>	<b>30</b>	<b>40</b>	<b>50</b>	<b>60</b>	<b>70</b>	<b>80</b>	<b>90</b>	<b>100</b>	<b>110</b>	<b>120</b>
<b>f</b>	0.18	0.17	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.13	0.12	0.11

Fuente: Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras

### 3.3.2 RELACIÓN ENTRE EL RADIO Y EL PERALTE

El peralte es la sobreelevación del carril exterior sobre el carril interior, con el fin de contrarrestar la acción de la fuerza centrífuga las curvas horizontales deben ser peraltadas. Si un vehículo sigue la trayectoria de una tangente y pasa a la de una curva, al recorrer ésta aparece la fuerza centrífuga que origina dos peligros de estabilidad para el vehículo en movimiento; peligro de deslizamiento transversal, y el peligro al vuelco.

De la estructura de la fórmula del rozamiento transversal movilizado se deduce que la adopción del máximo peralte posible permite:

- Para un mismo radio, pasar por la curva a la máxima velocidad compatible con movilizar un rozamiento limitado.
- Para una misma velocidad, definir el mínimo radio compatible con ese rozamiento.

Sin embargo, de esa misma fórmula se deduce que no se pueden disponer unos peraltes demasiado fuertes en las curvas de radio grande, si se recorren a una velocidad baja. En efecto, en una curva definida por su combinación  $(R,p)$ , si  $f_t = 0$  el peralte equilibra exactamente a la fuerza centrífuga; esto ocurre para una velocidad:

$$V_0 = \sqrt{1.27 \cdot R \cdot p} \quad \text{Ec: 3.3}$$

Si la velocidad es inferior a  $V_0$ , para mantener al vehículo en la trayectoria curva es preciso movilizar un rozamiento negativo, girando el volante hacia el exterior de la curva y no hacia su interior, siendo esto último lo que parece lógico. Para contrarrestar la inclinación transversal o bombeo que; para asegurar un desagüe superficial adecuado, se da al pavimento en las alineaciones rectas, los conductores están acostumbrados a movilizar un rozamiento transversal negativo del orden de  $-0,020$ , sin considerarlo incómodo; en una curva si más de un 15 % de ellos (los más lentos) tuviera que movilizar un rozamiento negativo mayor, ello indicaría que el peralte adoptado es excesivo para el radio de curvatura. Por lo tanto, el peralte de una curva no debería ser superior a:

$$p_{\max} = \frac{2.0 + V_{15}^2}{1.27 \cdot R} \quad \text{Ec: 3.4}$$

Siendo  $V_{15}$  (km/h) la velocidad por debajo de la cual circula sólo el 15 % de los conductores.

La adopción de un peralte elevado tropieza, además, con otros inconvenientes:

- a) Los peraltes muy elevados (más del 15 – 12 %) presentan unos problemas constructivos que pueden requerir unas técnicas

especiales, como las empleadas en las pistas de pruebas o en algunos circuitos de competición.

- b) Donde sea frecuente la presencia de hielo o nieve sobre el pavimento, no se puede movilizar un rozamiento superior a la resistencia de esos materiales al deslizamiento, que es muy baja (inferior a 0,10). Si el peralte es elevado y considerando las bajas velocidades que se practican en esas condiciones atmosféricas, es fácil que se movilice un rozamiento negativo de valor absoluto superior. El límite que representa esa resistencia al deslizamiento se refiere a la línea de máxima pendiente del pavimento; por lo que si la inclinación longitudinal de la rasante es elevada (como es normal en las zonas montañosas, donde además es frecuente la presencia de hielo o nieve), el peralte transversal se verá aún más limitado.
- c) En las zonas urbanas y en los nudos, la menor distancia disponible para desvanecer el peralte obliga a limitar su valor máximo, lo cual se compagina con que también se recorren a una menor velocidad. En las vías de giro sin canalizar no suele rebasar un 2 – 3 %; en las calles, un 5%; y únicamente en los ramales de enlace que sean muy largos se pueden alcanzar unos peraltes análogos a los máximos empleados en los tramos interurbanos de carretera, que son del orden del 7 – 8 %.

Una vez fijada una velocidad de proyecto para un tramo de carretera, resulta lógico que los peraltes mayores correspondan a los radios mínimos (aquéllos cuya velocidad específica coincide con la de proyecto); pero es frecuente adoptar unos radios superiores al mínimo, cuyas velocidades específicas serán mayores. En el caso extremo, una recta es una curva de radio infinito y a ella corresponde un peralte teóricamente nulo. Es preciso, por lo tanto, definir una ley que relacione el peralte con el radio.

- Por debajo de un cierto radio, el peralte se mantiene constante e igual al máximo. De esta manera, el rozamiento transversal

movilizado aumenta linealmente con la curvatura (inversamente del radio).

- Por encima de ese radio, el peralte va disminuyendo de manera que no se movilice un rozamiento transversal negativo para unas velocidades relativamente reducidas.

En el siguiente cuadro se indican los máximos valores de peralte recomendados, en función de las características de la zona donde se emplaza el tramo de carretera:

**Cuadro 3.2**  
**Peraltes Máximos Recomendados**

Criterios de aplicación	p máximo deseable (%)	p máximo absoluto (%)
Zonas rurales con probabilidad de formación de hielo o acumulación de nieve sobre la calzada. Carreteras de categoría 0 y I.A. Zonas con 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 calzada	8	10

Fuente: Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras

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

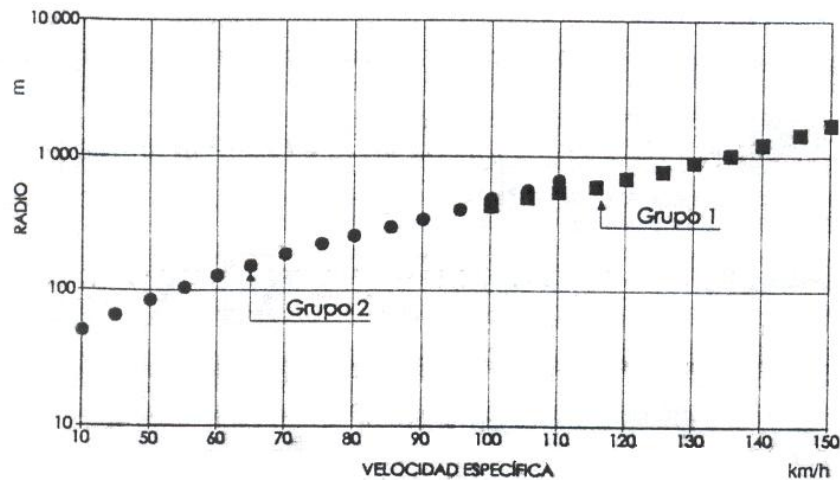
### 3.3.3 COMODIDAD Y SEGURIDAD EN LAS CURVAS

Para las velocidades superiores a la  $V_0$  definida en el apartado anterior, en una curva se moviliza un rozamiento transversal positivo entre los neumáticos y el pavimento, calculable mediante la fórmula. Si se quiere mantener el tránsito por

la curva dentro de unas condiciones aceptables de comodidad y de seguridad, el valor de este rozamiento no debe rebasar ciertos límites. Según el valor del rozamiento que se adopte como límite, se pueden dar diversas circunstancias:

- Si se trata del máximo rozamiento admisible por razones de comodidad, la velocidad será la que se denomina específica de la curva, y debería corresponder al percentil 85 de la distribución de velocidades parece confirmado que este límite disminuye al aumentar la velocidad, quizá porque entonces los conductores valoren más el riesgo aparente.

**Fig: 3.1 Comodidad y Seguridad en las Curvas**



Relación entre el radio de una curva circular y su velocidad específica.

- Sin embargo, sería inadmisibles que no dispusiera de un suficiente margen de seguridad el 15 % de los conductores que circulan por la curva (con un detrimento creciente de su comodidad) a una velocidad superior a la específica. Para ello es preciso tener en cuenta las pautas más frecuentes de accidente relacionadas con una velocidad inadecuada en curva :

**Cuadro 3.3**  
**Condiciones de circulación en una curva**

Condiciones de circulación	Rozamiento transversal movilizado
Incomodidad (peralte excesivo)	< -0.02
Comodidad (velocidad específica)	0.05 - 0.15
Accidente por quiebro en los vehículos articulados	> 0.25
Accidente por deslizamiento sobre pavimento mojado	0.30 - 0.50
Accidente por vuelco en vehículos altos	>0.50

Fuente: Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras

- a) **Quiebro** (vulgarmente llamado tijera): los vehículos articulados pueden sufrir este tipo de accidente si el rozamiento transversal movilizado es superior a 0,25. Tiene lugar (incluso a unas velocidades bastante bajas) cuando el semirremolque empuja a la cabeza tractora al frenar incluso ligeramente, como ocurre en algunos tipos de ramales de enlace. El resultado final suele ser un vuelco.
- b) **Deslizamiento**: el rozamiento transversal movilizado entre las ruedas y el pavimento (mojado) rebasa la resistencia al deslizamiento transversal, la cual disminuye al aumentar la velocidad. Es la pauta más frecuente de accidente; la velocidad a la que se produce es la máxima a la que se puede circular por la curva, y debería corresponder al percentil 99 de la distribución de velocidades.
- c) **Vuelco**: los vehículos cuyo centro de gravedad esté relativamente alto sobre el pavimento pueden volcar si se moviliza un elevado rozamiento entre sus neumáticos y el pavimento, de manera que la resultante de su combinación con el peso no pase por el interior del perímetro delimitado por las ruedas. Si el pavimento está mojado, suele producirse antes el deslizamiento.

La siniestralidad en las curvas es superior a la de las rectas. En ella influyen factores tanto internos como externos:

- Entre los primeros, que son propios de la curva, el más importante es la curvatura. En las carreteras con calzadas separadas no suele haber problemas por encima de unos 1000 m de radio; y en las de calzada única, por encima de unos 500 m. También influyen el desarrollo angular de la curva, y la regularidad de la ley de las curvaturas con la distancia recorrida.
- Los factores externos se refieren a la inserción de la curva en el tramo al que pertenece. Puede haber problemas en una curva aislada precedida de una alineación recta larga, en la que se alcance una velocidad muy superior (más de unos 40 km/h) a la máxima a la que se puede circular por aquélla.

### **3.3.4 CURVAS HORIZONTALES**

Los tramos rectos, denominados tangentes, deben unirse con curvas horizontales las cuales pueden ser:

- Curvas horizontales circulares
- Curvas horizontales de transición

#### **3.3.4.1 CURVAS HORIZONTALES CIRCULARES**

Las curvas horizontales circulares son arcos de circunferencia que son empleados para unir dos tangentes consecutivas, las curvas horizontales circulares se definen por el radio de la circunferencia.

Las curvas horizontales circulares se subdividen a su vez en:

- Curvas circulares simples
- Curvas circulares compuestas
- Curvas circulares inversas



### **3.3.4.2 CURVAS CIRCULARES SIMPLES**

Una curva circular simple es un arco de círculo de un solo radio, que se extiende desde una tangente a la siguiente.

El diseño de enlace de tangentes las curvas circulares simples son las que se utilizan frecuentemente cuando los espacios son reducidos en un punto inicial y otro, no siendo lo más recomendable desde el punto de vista geométrico y operacional de los vehículos por la poca seguridad que brindan (dificultad en la orientación del conductor) pero si en forma práctica en carreteras en apertura es conveniente su uso, porque requieren menores espacios lo cual origina menores movimientos de tierra y mayor facilidad en su replanteo.

Una curva circular simple estará diseñada a partir de dos elementos fundamentales que son el ángulo de deflexión o el ángulo interno entre las tangentes y el radio de curvatura que vienen dados por la geometría del trazado definitivo y por especificaciones técnicas respectivamente.

### **3.3.4.3 CURVAS CIRCULARES COMPUESTAS**

A veces, debido a las condiciones del terreno u otros aspectos que limiten la libertad en el diseño, puede requerirse un enlace a través de una curva circular compuesta que es la unión sucesiva de dos o más curvas circulares simples con radios de curvatura diferentes, dispuestas todas del mismo lado. Cada una de estas curvas circulares simples posee sus elementos propios y entre ambas forman elementos de la curva compuesta en sí como ser las tangentes exteriores, el ángulo de deflexión total y el desarrollo de la curva total; también hay que distinguir el punto de tangencia común denominado PCC.

### **3.3.4.4 CURVA CIRCULARES INVERSAS**

Una curva circular inversa llamada también curva en S es aquella que está formada por dos curvas circulares simples de sentido contrario con una tangente común en el punto de unión. Los radios de curvatura y los ángulos de deflexión de estas curvas circulares simples pueden ser iguales o distintos.

Este tipo de curvas, que no son las más adecuadas para la circulación vehicular por el cambio de dirección, resultan en algunos casos el único tipo de solución para el enlace de tangentes, por ello aunque no sean utilizadas con mucha frecuencia es conveniente tomarlas en cuenta principalmente en el diseño de caminos o carreteras en zonas montañosas.

### **3.4 CURVAS HORIZONTALES DE TRANSICIÓN**

#### **3.4.1 FUNCION**

Las curvas horizontales de transición son aquéllas que han sido creadas con el propósito de tener un desarrollo de curva más acorde a la circulación vehículos, es decir, que para no tener un cambio brusco de dirección en la circulación de un vehículo que pasa de una recta a una curva circular se coloca entre éstas una curva de transición que con radio de curvatura infinito en el punto de tangencia con la recta, vaya disminuyendo progresivamente hasta el radio finito de la curva circular.

Las principales ventajas que ofrecen las curvas de transición son las siguientes:

- Proveen una trayectoria fácil de desarrollar por los conductores, en la cual el crecimiento de la aceleración centrífuga es gradual y esto evita las molestias que significarían a los pasajeros su aparición brusca. Esto permite reducir la ocupación indebida de carriles adyacentes, tiende a promover una mayor uniformidad en la velocidad de circulación, mejora la calidad de conducción, y logra mayores condiciones de seguridad.
- Su longitud permite desarrollar alimetricamente la transición del peralte, desde el valor nulo correspondiente al alineamiento recto, hasta el concerniente a la curva circular.
- Facilitan de igual manera el desarrollo del sobreebanco de la calzada en la curva.
- Moldean estéticamente las curvas, mejorando el efecto visual producido por la transición del peralte y el sobreebanco de la calzada.

Las condiciones que deben cumplir una curva de transición son las siguientes:

- Limitar la variación de la aceleración transversal a que es sometido el usuario a valores que no afecten ni a la seguridad ni al confort.
- Desarrollar la transición del peralte entre el alineamiento recto y el peralte correspondiente a la curva circular de manera que no perturbe la maniobra de conducción circulando sobre tal sección de carretera.
- Lograr una favorable apariencia visual en la perspectiva de la calzada.

Pero, la condición básica que debe cumplir la geometría de una curva de transición continua es que el radio de la trayectoria sea decreciente en forma gradual a partir de un valor infinito en el origen de la curva coincidente con el alineamiento recto, hasta el radio correspondiente a la curva circular que se pretende transicionar.

Las curvas que cumplen con esta condición básica son la clotoide o espiral de Euler, lemniscata de Bernoulli, curva elástica y parábola cúbica. La más usada en nuestro medio es la clotoide o espiral de Euler por lo que será detallada a continuación.

### **3.4.2 LA CLOTOIDE**

La clotoide describe una trayectoria ideal desde el punto de vista de la conducción, la curva de transición más frecuentemente utilizada es la clotoide, que corresponde a la trayectoria de un vehículo que circula a una velocidad constante, soporta una variación constante de aceleración centrífuga respecto del tiempo de recorrido, por lo tanto, esa variación de la aceleración puede ser limitada seleccionando adecuadamente el parámetro de la longitud de su desarrollo.

La clotoide es una espiral definida por una ley de curvaturas lineal con la distancia recorrida:

$$\frac{R}{\rho} = \frac{s}{L} \quad Ec: 3.5$$

Por lo tanto, en todo punto de una clotoide el producto del radio de curvatura  $\rho$  por la distancia  $s$  al punto de curvatura nula es constante e igual a:

$$A^2 = R \cdot L \quad Ec: 3.6$$

### 3.4.3 LONGITUDES MÍNIMA Y MÁXIMA

Los criterios para calcular longitudes mínimas y máximas de la clotoide tienen como finalidad verificar que la longitud o parámetro elegido los cumple, entonces la elección de la longitud o del parámetro de la clotoide debe cumplir con los siguientes criterios.

No conviene que una curva de transición sea muy corta, pues:

- Su presencia no resultaría suficientemente perceptible
- La velocidad de variación del peralte podría resultar incómoda.
- La velocidad de variación del rozamiento transversal movilizado también podría resultar incómoda.

Tampoco conviene que sea muy larga, porque:

- Resultaría menos perceptible la magnitud de la curvatura final (la de la circunferencia).
- Pueden resultar muy largas las zonas de la plataforma de la carretera en las que es escasa la inclinación transversal, dando lugar a problemas de desagüe superficial.
- Criterio de comodidad dinámica: La longitud mínima o parámetro mínimo de la clotoide se obtiene, en este caso, suponiendo que el peralte se distribuye uniformemente a lo largo del desarrollo de la curva de transición y que, la tasa de variación de la aceleración centrífuga no compensada por el peralte con el tiempo de recorrido, se mantiene constante.
- Criterio de apariencia general: Basado en que las longitudes de la espiral denominadas pequeñas, no favorecen la apariencia ni proporcionan al conductor una adecuada percepción visual de la inflexión, este criterio hace recomendable que la longitud mínima sea equivalente al recorrido que realiza un vehículo circulando a la

velocidad directriz durante un tiempo de 2 segundos y además, que dicho recorrido no sea menor que 30 metros.

- Criterio de la máxima pendiente relativa de borde, para el desarrollo del peralte: como el peralte se implementa a lo largo del desarrollo de la curva de transición, ésta deberá tener la longitud suficiente para que no se supere la pendiente máxima relativa admisible entre el borde de la calzada y el eje longitudinal de rotación.
- Criterio del guiado óptico: Cuando las curvas de transición que enlazan tangentes con radios circulares grandes no tienen suficiente desarrollo, es probable que no sean percibidas por el conductor. Por dicha causa, es recomendable utilizar Clotoide cuyo ángulo de inflexión sea superior a  $3^{\circ}11'$ .

### **3.5 ELEMENTOS DEL TRAZADO EN ALZADO**

#### **3.5.2 RAZANTES UNIFORMES**

Las pendiente longitudinal es otro parámetro que está relacionado con el diseño geométrico de carreteras y 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.

Para enlazar las subrasantes se usa curvas verticales las cuales pueden ser arcos de círculo, arcos de parábola, de parábola cúbica, etc. De estas la curva que mejor satisface el cambio gradual de una tangente a otra es la parábola de segundo grado, porque si se intercala la rama de una parábola entre los dos puntos, se obtiene una variación uniforme de pendiente y además la entrada y salida resultan suavizadas porque en ellas la variación de pendiente es la mitad que para el resto de la curva. Además, su forma se ajusta a la de la trayectoria de los vehículos para la condición de máximo confort de éstos.

Únicamente se proyectará curva vertical cuando la diferencia algebraica entre dos pendientes sea mayor de 0.5%, ya que en los casos de diferencia igual o menor a la indicada, el cambio es tan pequeño que en el terreno se pierde durante la construcción.

Se denomina *razante* o *subrasante* al conjunto de segmentos, rectos o curvos, que definen el trazado en alzado de una carretera.

Se denomina **rasante** al conjunto de segmentos, rectos o curvos, que definen el trazado en alzado de una carretera. La inclinación de una rasante se mide por la tangente del ángulo que la recta tangente a ella forma con la horizontal, expresado en tanto por 100:

$$i = \frac{dz}{ds} 100 \cdot \quad Ec: 3.7$$

Normalmente las pendientes ascendentes se marcan con signo positivo y las descendentes con signo negativo.

### 3.5.1.1 INCLINACIÓN MÍNIMA

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 0.40% que garantiza el escurrimiento superficial; además hay que limitar la longitud del recorrido del agua sobre la plataforma, de manera que salga de ésta antes de haber recorrido unos 25 m.

En algunos acuerdos verticales la inclinación de la rasante cambia de signo, en correspondencia con un punto alto (en los acuerdos convexos) o bajo (en los cóncavos). Los primeros no suelen presentar problemas de desagüe, a no ser que el acuerdo sea muy tendido, pero en los segundos el desagüe del punto bajo exige una determinación muy precisa de su situación y de su cota, si se quieren evitar los charcos, y puede resultar problemática si el punto bajo se halla en un desmonte.

Además, hay que considerar que la inclinación de la rasante suele imponer la de algunos elementos del desagüe superficial (como las cunetas de un desmonte), que necesitan una pendiente mínima para desaguar correctamente. En estos casos, hay que adoptar unas medidas para dotarles de una pendiente mínima: por ejemplo, profundizando la cuneta y alejándola de la plataforma, de manera que se mantenga constante la inclinación.

### **3.5.1.2 INCLINACIÓN MÁXIMA**

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

El proyectista debe seleccionar la pendiente máxima según la categoría de diseño del tramo; en función de las condiciones físicas del terreno, principalmente la topografía y la geología; y manteniendo coherencia con la velocidad directriz, el volumen y características del tránsito previsto. En la medida de lo posible y en general, el proyectista debe evitar el empleo de los valores máximos de pendiente. El siguiente cuadro presenta rangos de pendientes máximas, según el manual de Normas para el diseño geométrico de Carreteras de nuestro país de la categoría de diseño del tramo de carretera.

**Cuadro 3.4**  
**Pendientes Longitudinales Máximas**

<b>Categoría de la Carretera</b>	<b>Características <sup>1</sup></b>	<b>Velocidad Directriz (Km./hr)<sup>2</sup></b>	<b>Pendientes Máximas (%)<sup>2</sup></b>
<b>0</b>	Doble Calzada Dos o más carriles por dirección Control total de acceso	120 — 80	3 — 5
<b>IA</b>	Doble Calzada Dos o más carriles por dirección Control parcial de acceso	120 — 70	3 — 6
<b>IB</b>	Calzada simple Dos carriles Control parcial de acceso	120 — 70	3 — 7
<b>II</b>	Calzada simple Dos carriles	100 — 50	4 — 8
<b>III</b>	Calzada simple Dos carriles	80 — 40	6 — 8
<b>IV</b>	Calzada simple Dos carriles	80 — 30	7 — 10

Fuente: Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras

1.- Donde no se indica el control de acceso, éste puede ser parcial o no existir según cada caso particular.

2.- La elección de la velocidad directriz y de la pendiente máxima, depende de las dificultades que ofrece el terreno; el rango es indicativo.

La AASHTO recomienda el siguiente cuadro que representa pendientes máximas en función del tipo de carretera y de la topografía del terreno:

**Cuadro 3.5**  
**Pendientes Máximas Recomendables**

<b>TIPO DE CAMINO</b>	<b>TOPOGRAFÍA</b>			
	<b>Plana o con poco lomerío</b>	<b>Con lomerío fuerte</b>	<b>Montañosa, pero poco escarpada</b>	<b>Montañosa, pero muy escarpada</b>
<b>Tipo Especial</b>	<b>Requiere Estudio Especial</b>			
<b>Tipo A</b>	4%	5%	5.5%	6%
<b>Tipo B</b>	4.5%	5.5%	6%	6.5%
<b>Tipo C</b>	5%	6%	6.5%	7%

Fuente: "Vías de comunicación ", Carlos Crespo Villalaz



Los tramos con una rasante muy inclinada no son deseables, sobre todo si son largos, por las siguientes razones:

a) En una rampa:

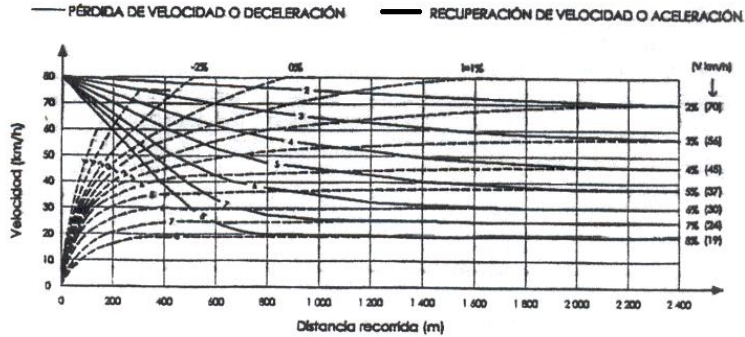
- Por su menor relación potencia/masa, la velocidad de los camiones se reduce mucho más que la de los coches (Fig. 3.6.3.1), lo que da lugar a una disminución del nivel de servicio de la circulación, y a un aumento del número de los accidentes, por adelantamientos indebidos en las carreteras de calzada única con dos carriles, o por alcance, sobre todo en las carreteras con calzadas separadas.
- El consumo de combustible aumenta, ya que se precisa elevar el vehículo.
- Por el mayor esfuerzo de tracción de los vehículos pesados, se pueden formar deformaciones plásticas en el pavimento (roderas).
- En los túneles cuya rasante tenga una inclinación superior al 2-3 por 100, las emisiones de gases por los vehículos pesados son mucho mayores, y por tanto se requiere una ventilación más intensa y cara.

b) En una pendiente:

- Si la inclinación es fuerte los vehículos se aceleran si el conductor no aplica los frenos, y pueden alcanzar velocidades excesivas con el riesgo consiguiente. Este efecto es más acusado en los túneles cuya rasante tenga una inclinación superior al 4 – 5 por 100, pues los conductores no se percatan de ello por falta de referencias exteriores.
- En las carreteras con calzadas separadas se añade, como en la rampa, la influencia desfavorable de la diferencia de velocidades de los vehículos pesados y los ligeros, pues los

primeros circulan más despacio para mantener mejor el control y evitar el recalentamiento de sus frenos.

**Fig: 3.2 Velocidad de un vehículo pesado en una rampa.**



### 3.6 ACUERDOS VERTICALES

#### 3.6.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

Las curvas verticales producen un cambio gradual de la inflexión entre dos razantes rectilíneas contiguas de distinta pendiente. Generalmente, el tipo de curva utilizada es la parábola de segundo grado, muy poco diferente de la curva circular dentro de los rangos de los parámetros y pendientes normales en el proyecto de carreteras.

La similitud de estas curvas, permite realizar ciertos análisis y planteos teóricos suponiendo que la curva vertical es circular, adoptando la parábola de segundo grado para efectuar el proyecto y replanteo del tramo que se diseña. Esto proporciona ventajas prácticas, además de una variación constante de la pendiente a lo largo del desarrollo de la curva.

Para la determinación de la longitud de las curvas verticales se seleccionará en índice de curvatura  $K$ . La longitud de la curva vertical será:

$$L = K \cdot j \quad Ec: 3.8$$

Donde:

L = Longitud de la curva vertical o proyección horizontal de esa longitud (m).

K = Parámetro de la Parábola

$J = |i_1 - i_2|$  Valor absoluto de la diferencia algebraica de las pendientes

### **3.6.2 DIMENSIONES MÍNIMAS**

El cálculo de los parámetros mínimos de las curvas verticales, debe hacerse aplicando obligatoriamente criterios que contemplan las condiciones de seguridad (visibilidad para frenar); siendo de aplicación deseable aquellos que consideran las condiciones de apariencia estética y de comodidad. Los criterios que tienen en cuenta las condiciones de visibilidad para sobrepaso, deben ser aplicados siempre que sea necesario proveer esa longitud de visibilidad en correspondencia con curvas verticales.

En lo posible debe diseñarse curvas verticales con longitudes superiores a las definidas por los parámetros mínimos. Además, en algunos casos particulares, por ejemplo cuando haya superposición de curvas, sería recomendable que se verifique gráficamente sobre la rasante la existencia de la distancia mínima de visibilidad para frenar o para sobrepasar, según el caso que corresponda.

La aplicación del criterio de distancia de visibilidad, para el cálculo de parámetros mínimos de curvas verticales, requiere adoptar alturas por sobre la calzada de determinados elementos que corresponden a las situaciones más críticas para la visibilidad y que dependen de los distintos tipos de vehículos que circulan por el tramo de carretera proyectado.

Las alturas por sobre el plano de la calzada, recomendados por el manual de normas para el diseño geométrico de carreteras de nuestro país, son las siguientes:

$h_1 =$  Altura del ojo del conductor de un automóvil = 1.10 m.

$h_2 =$  Altura de un objeto, no permanente que se encuentra en la calzada = 0.15m.

$h_3 =$  Altura de los focos de un automóvil = 0.60 m.

$h_4 =$  Altura del ojo del conductor de un ómnibus o camión = 2.50 m.

$h_5 =$  Altura de la parte visible mas alta de un automóvil = 1.30 m.

$h_6 =$  Altura de la parte visible mas baja de un ómnibus o camión = 0.50 m.

## **CAPÍTULO IV**

### **COORDINACIÓN DEL TRAZADO EN PLANTA Y ALTIMETRÍA**

#### **4.1 PUNTOS OBLIGADOS**

##### **4.1.1 PUNTOS OBLIGADOS HORIZONTALES**

Los puntos Obligados Horizontales o condicionantes exteriores es decir los puntos obligados de paso o de cruce planimétricos que necesariamente el trazo deberá pasar por los mismos estos pueden ser un puente existente, una población, etc.

##### **4.1.2 PUNTOS OBLIGADOS VERTICALES**

Así como existen puntos obligados planimétricos también pueden existir puntos obligados altimétricos que obligan a que la subrasante deba pasar en nivel por ellos como son el caso de un puente existente, un río, los umbrales de una casa, etc.

#### **4.2 LA PERSPECTIVA DE UNA CARRETERA**

##### **4.2.1 INTRODUCCIÓN**

La consideración independiente de los trazados en planta y el alzado es una simplificación que facilita el proyecto de una carretera, pero puede dar lugar a problemas en la perspectiva percibida por los conductores, cuyo punto de vista es fundamental. Estos problemas no sólo se refieren al aspecto de la carretera en sí (la exigencia estética siempre es interesante para un profesional), sino fundamentalmente a la comodidad visual del conductor, que influye en la facilidad con la que desempeña su tarea y, consiguientemente, tiene que ver con la seguridad de la circulación. Por lo tanto, hay que prestar atención a la coordinación entre el trazado en planta y el trazado en alzado, con objeto de obtener un trazado conjunto que ofrezca al conductor un recorrido fácil y exento de sorpresas y desorientaciones.

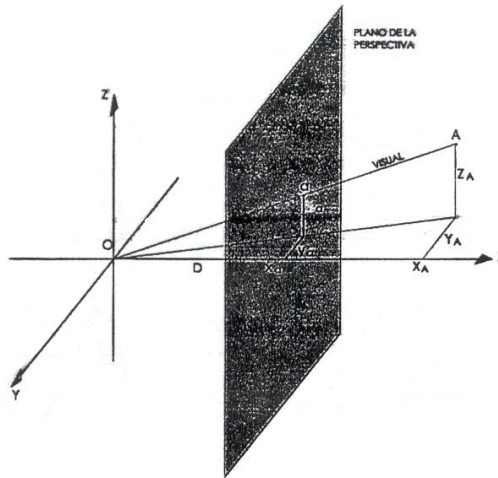
La aplicación indiscriminada de ciertas reglas o recetas sencillas puede representar, en algunos casos, una excesiva simplificación de un problema de naturaleza compleja, el cual debe ser definitivamente apreciado mediante su representación en una perspectiva. La mayoría de los programas integrados de trazado de obras lineales cuenta con una herramienta para el dibujo de perspectivas.

A continuación se analizan, desde el punto de vista de la perspectiva percibida por el conductor, unos cuantos trazados simples, y se indican unas reglas que conviene tener en cuenta.

Sea un triedro de coordenadas, con origen en el ojo del conductor, y situado a una altura  $h$  sobre el pavimento (Fig. 4.1):

- El eje X es horizontal y paralelo a la tangente a la trayectoria en planta.
- El eje Y es horizontal y perpendicular al anterior.
- El eje Z es vertical.

Se proyectan los bordes de la calzada sobre un plano perpendicular al eje X, situado a una distancia  $D$  del origen (plano de la perspectiva). Esta distancia  $D$  representa un factor de escala en la representación de la perspectiva. La posición transversal del conductor, sobre una calzada de anchura  $a$ , está definida por su distancia  $b$  al borde derecho ( $a - b$  es, por tanto, la distancia al otro borde).



**Figura 4.1 Esquema de una Perspectiva.**

En un punto A definido por su coordenada  $X_A$ , sus otras dos coordenadas se traducen sobre el plano de la perspectiva y según la regla de la proporcionalidad, en:

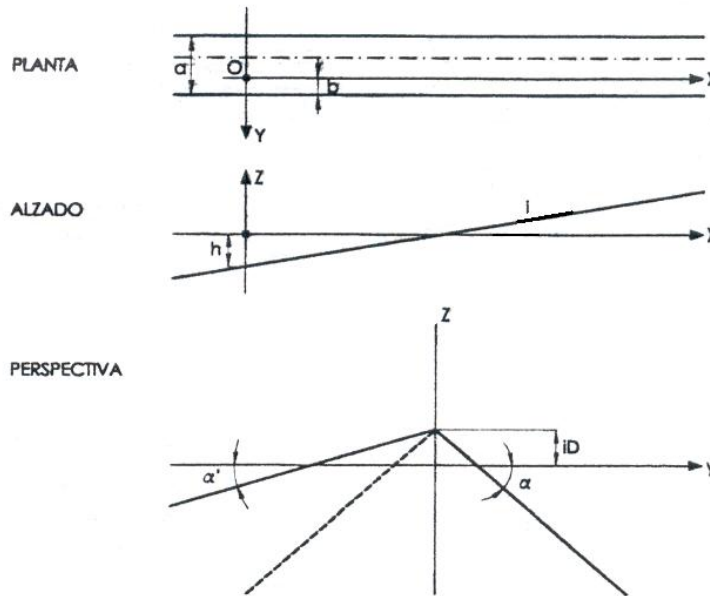
$$y_A = \frac{D}{X_A} \cdot Y_A \quad \text{Ec: 4.1}$$

$$z_A = \frac{D}{X_A} \cdot Z_A \quad \text{Ec: 4.2}$$

#### 4.2.2 PERSPECTIVA DE UNA RASANTE UNIFORME

Para una planta recta y una rasante uniforme de inclinación  $i$  (Fig. 4.2), la perspectiva de ambos bordes de la calzada son dos semirectas que se cortan en el punto de fuga, situado sobre el eje  $z$  a una altura sobre el horizonte (el eje  $y$ ) igual a  $i \cdot D$ . Los ángulos que forman esas semirectas con eje  $y$  son:

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{b} (\text{borde} - \text{derecho}) \quad \text{Ec: 4.3}$$



**Fig. 4.2 Perspectiva con Alineación Recta y Rasante Uniforme**

$$tg \alpha' = \frac{h}{a-b} (\text{borde - izquierdo}) \quad Ec: 4.4$$

Así que, aunque el vehículo se desplace a lo largo del eje X, no varían ni el ángulo que forman los bordes con el horizonte ni la posición del punto de fuga. La velocidad se percibirá únicamente por el desplazamiento de referencias exteriores a la calzada.

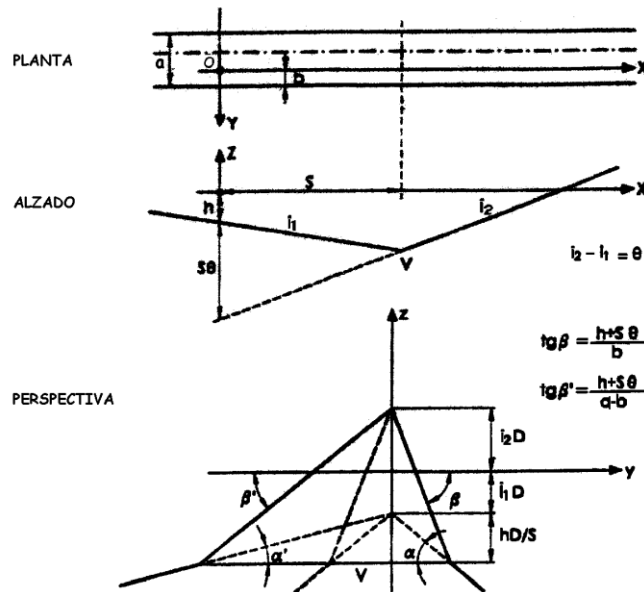
### 4.2.3 PERSPECTIVA DE UN ACUERDO CÓNCAVO

Si manteniendo la alineación recta, la rasante presenta un quiebro cóncavo a una distancia  $s$  del observador (Fig. 4.3), la perspectiva de los bordes en cada una de las dos rasantes tiene su propio punto de fuga; pero mientras que los ángulos con el horizonte en la rasante más cercana al observador se mantienen invariables como en el caso anterior, en la rasante más lejana dependen de  $s$ :



$$\operatorname{tg} \beta = \frac{h + (i_2 - i_1) \cdot s}{b} \quad (\text{borde - derecho}) \quad \text{Ec: 4.5}$$

$$\operatorname{tg} \beta' = \frac{h + (i_2 - i_1) \cdot s}{a - b} \quad (\text{borde - izquierdo}) \quad \text{Ec: 4.6}$$



**Figura 4.3** Perspectiva con una Alineación Recta y un Quiebro Cóncavo

De esta manera, se produce una distorsión ( $\beta - \alpha$ ), llamada **verticalización de la rasante**, que es tanto más acusada cuanto más lejos esté el quiebro ( $\beta$  aumenta con  $s$ ).

La introducción de un acuerdo vertical suaviza el quiebro, aunque no la verticalización de la rasante (Fig. 4.4). En efecto, si la distancia del quiebro o vértice al observador es  $s$ , la de un punto cualquiera del acuerdo es  $x$ , y  $T$  es la mitad de la longitud del acuerdo, en la realidad la cota  $Z_x$  se incrementa, respecto de la rasante uniforme, en:

$$M = \frac{[x - (s - T)]^2}{2 \cdot K_v} \quad \text{Ec:4.7}$$

Mientras que en la perspectiva, el incremento correspondiente es:

$$m = \frac{D}{x} \cdot M$$

Ec: 4.8

#### 4.2.4 PERSPECTIVA DE UNA CURVA CIRCULAR

La perspectiva de los bordes de una curva circular en planta con rasante uniforme (Fig. 4.5) son dos ramas de hipérbola tangentes a la perspectiva de la alineación recta que precede a la curva, y cuya asíntota es la horizontal que pasa por el punto de fuga de la perspectiva de los bordes de dicha recta. Si la distancia entre la tangente de entrada a la curva circular y el observador es  $s$ , y la de un punto cualquiera de la curva (de radio  $R$ ) es  $x$ , en la realidad la ordenada  $Y_x$  varía, respecto de la alineación recta, en:

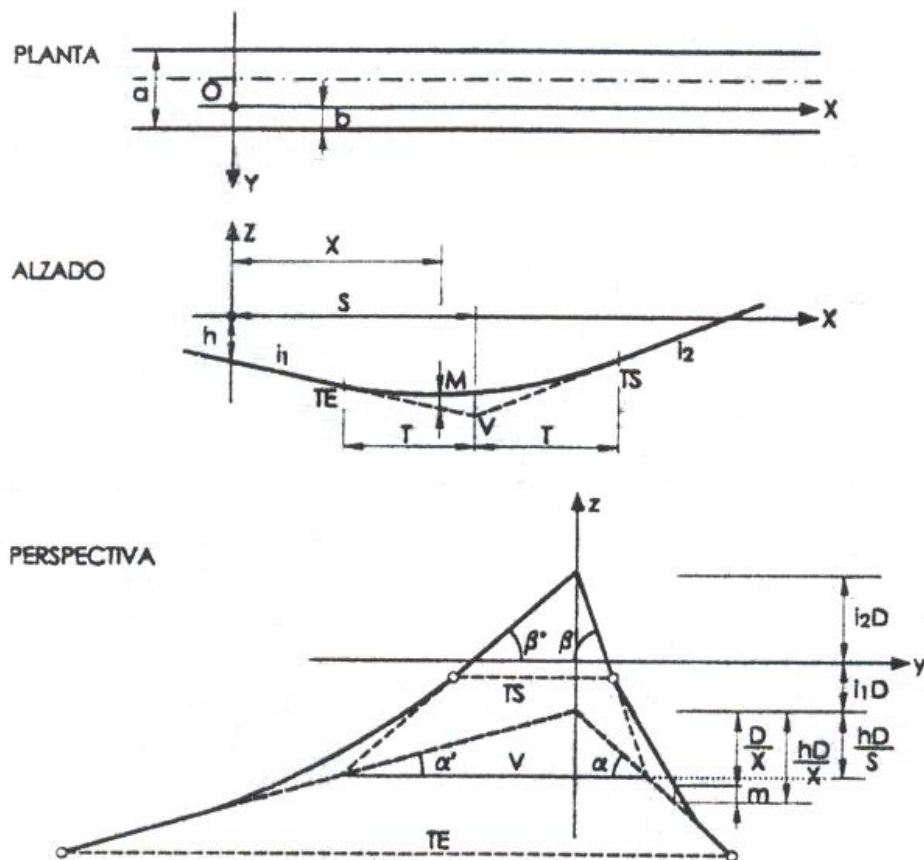


Figura 4.4 Perspectiva con una Alineación Recta y un Acuerdo Cóncavo

$$N = R \cdot \left[ 1 - \cos \left( \arcsen \frac{x-s}{R} \right) \right] \approx R \cdot \frac{\left( \frac{x-s}{R} \right)^2}{2} = \frac{(x-s)^2}{2 \cdot R} \quad \text{Ec: 4.9}$$

Mientras que en la perspectiva, el incremento correspondiente es:

$$n = \frac{D}{x} \cdot N \quad \text{Ec.:4.10}$$

La distorsión de los bordes en la perspectiva es tanto más acusada cuanto mayor sea la distancia  $s$  a la tangente de entrada. Las curvas de transición suavizan esa distorsión.

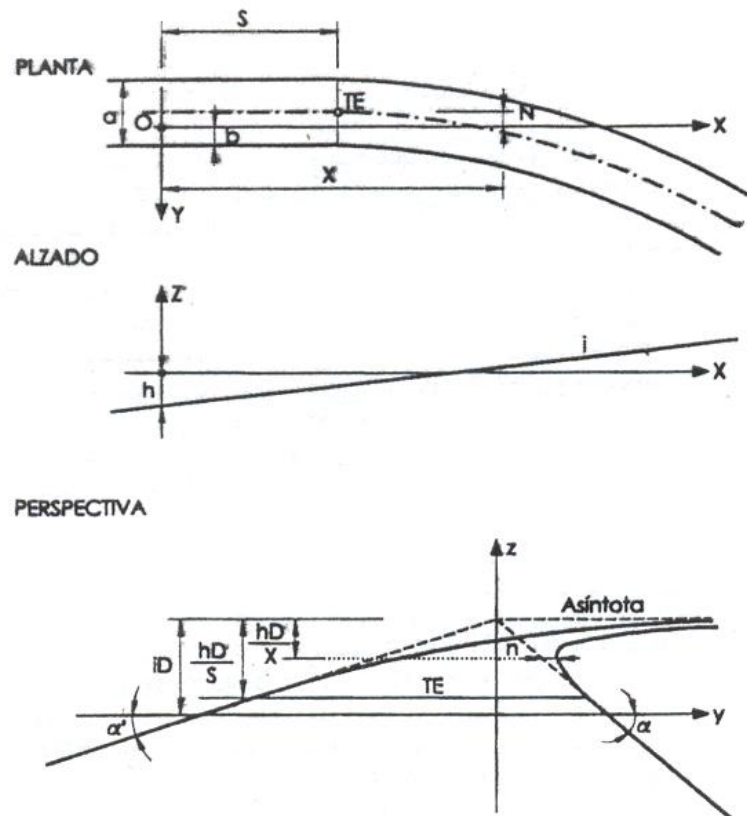


Figura 4.5 Perspectiva con una Curva Circular y una Rasante Uniforme.

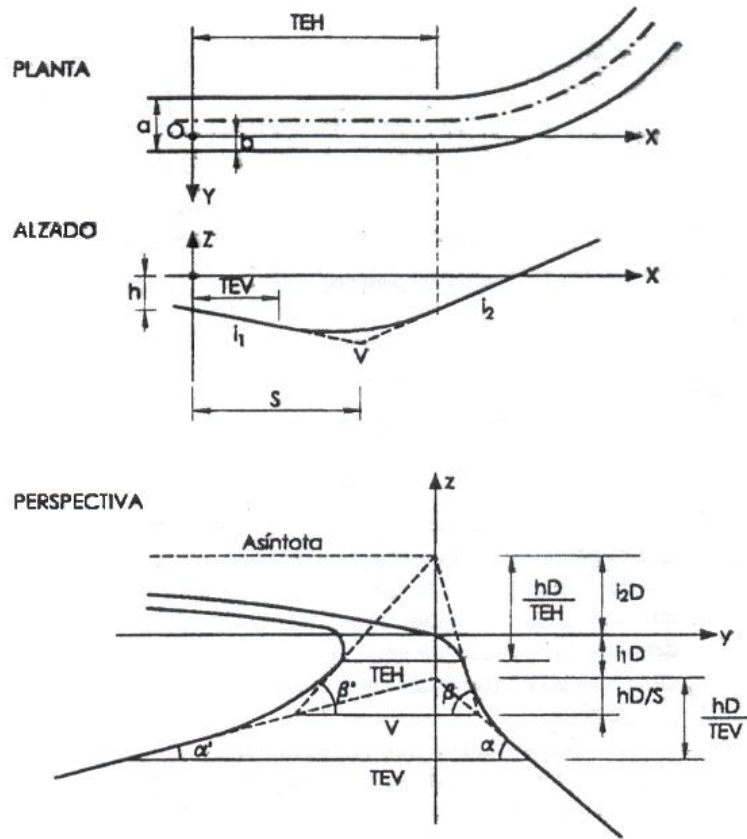
### 4.3 FALSAS INFLEXIONES

A continuación se estudia una combinación de dos de los casos simples descritos en el aparato anterior: una alineación recta seguida de una curva circular, junto con un acuerdo vertical cóncavo en la rasante.

En el caso de que la curva en planta empiece justamente donde termina el acuerdo vertical (Fig. 4.6), en la perspectiva del borde exterior de la calzada se produce una inflexión que, además de resultar antiestética, resulta engañosa si es muy acusada, puesto que puede aparecer como si fuera debida a una contracurva en planta.

Ello es debido a que la distorsión vertical de la perspectiva debida al acuerdo tiene un efecto contrario a la distorsión horizontal debida a la curva, y aquélla es la que predomina.

Para simplificar el análisis de este efecto combinado, es mejor estudiar el caso de que la curva en planta comienza en el mismo punto que el acuerdo vertical, con lo cual la perspectiva de cada punto del borde sufre un desplazamiento hacia arriba igual a  $n$  (dado por la expresión 4.10). El ángulo  $\beta$  de la Fig. 4.6 está dado por la expresión:



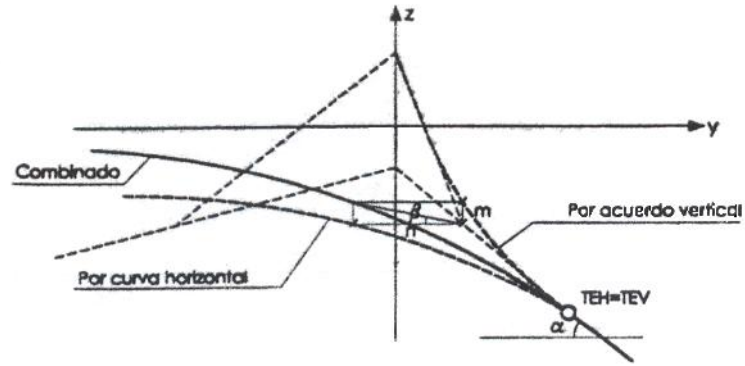
**Figura 4.6** *Perspectiva de un Acuerdo Vertical Cóncavo Seguido de una Curva en Planta*

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{m}{n} = \frac{M}{N} \approx \frac{\frac{x^2}{2 \cdot K_v}}{\frac{x^2}{2 \cdot R}} = \frac{R}{K_v} \quad \text{Ec: 4.11}$$

Para que no se presente la falsa inflexión ha de ser siempre  $\beta < \alpha$ , o sea:

$$\frac{R}{K_v} > \operatorname{tg} \alpha \quad \text{Ec: 4.12}$$

Pudiéndose tomar para la  $\operatorname{tg} \alpha$  los valores dados por las expresiones 4.3 y 4.4, respectivamente para los bordes derecho e izquierdo de la calzada. Así, por ejemplo, con los valores típicos  $a = 7,0$  m,  $b = 1,5$  m y  $h = 1,1$  m, para que no se presente una falsa inflexión ha de ser  $K_v > 5 \cdot R$ .



**Figura 4.7 Efecto Combinado en la Perspectiva de una Curva en Planta y un Acuerdo Vertical cuyas Tangentes de Entrada Coinciden.**

Muchas normas de trazado incluyen unas prescripciones en este sentido, exigiendo que el parámetro de un acuerdo vertical cóncavo no sea inferior a un múltiplo del radio en planta. Lo contrario denotaría un trazado excesivamente generoso en planta y mucho menos en alzado: un defecto bastante frecuente en los terrenos de relieve accidentado. En algunas de estas prescripciones interviene también el peralte de la curva, un efecto no considerado en el análisis realizado, pero que aumenta la distorsión de la perspectiva.

Además, a medida que se retrasa el comienzo del acuerdo vertical cóncavo la razón  $K_v/R$  debe ser cada vez mayor para que no se produzca una falsa inflexión; en el límite, si toda la curva en planta está antes del acuerdo la distorsión es inevitable. Por ello, en muchas normas de trazado se incluyen también otras prescripciones como las siguientes:

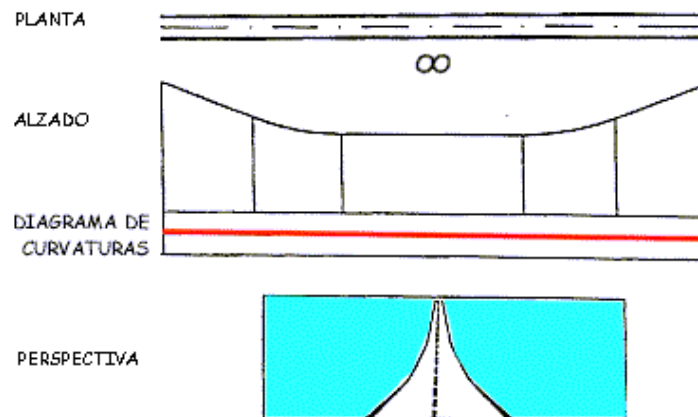
- La conveniencia de que las tangentes de un acuerdo vertical que coincida con una curva en planta estén situadas cerca de las tangentes de éste; de esta manera se limita el crecimiento de la razón  $K_v/R$ .
- La conveniencia de evitar los acuerdos verticales de pequeña longitud contenidos dentro de una curva en planta larga y, viceversa, las curvas en planta de corta longitud contenidas dentro de un acuerdo vertical largo.

Aunque a menudo no se hace esta distinción; se ha de entender que tales prescripciones se refieren únicamente a los acuerdos verticales cóncavos; en los convexos la aparición de una falsa inflexión se ve coartada por la limitación de la visibilidad que causan.

#### **4.4 PUNTOS ANGULOSOS**

Los elementos curvos visibles del trazado (curvas en planta y acuerdos verticales cóncavos) en los que sea pequeña la diferencia entre las direcciones de los elementos rectos que unen y, además, sean de una longitud corta frente a la distancia desde la cual pueden ser vistos por un conductor, pueden dar la falsa impresión de un quiebro brusco al ser contemplados desde esa distancia. Para evitar este defecto en la perspectiva, conviene que las tangentes de las curvas en planta y de los acuerdos verticales cóncavos queden fuera del campo de visión descansada de un conductor desde cualquier punto de la carretera en que resulten visibles; de esta manera, la curva o el acuerdo resulta menos aparente que si la totalidad de su imagen está contenida dentro de dicho campo. Por ello, estos elementos del trazado se deben dimensionar con tanta mayor amplitud cuanto mayor sea la distancia desde la que pueden percibirse, y cuanto menor sea el ángulo de giro o la diferencia de inclinaciones de la rasante. Muchas normas de trazado contienen prescripciones relativas a estos conceptos (Fig. 4.8).

No sólo se actúa sobre las dimensiones de estos elementos del trazado; a menudo también es posible limitar la distancia desde la cual resultan visibles, disponiendo unos elementos que corten la visual, por medio de explanaciones, de plantaciones o de pantallas. Donde sea inevitable disponer una curva con un ángulo de giro pequeño, es mejor situarla en un acuerdo vertical convexo, lo que disimula el punto anguloso.



*Figura 4.8 Perspectiva de una Alineación Recta con una Rasante Uniforme entre dos acuerdos Verticales Cóncavos*

#### 4.5 REPARICIÓN DEL TRAZADO

Más allá de la visibilidad disponible, la calzada queda oculta al conductor (pozo de incertidumbre) por la limitación de los despejes en planta o por el propio relieve en los acuerdos verticales convexos. Ciertas combinaciones de la planta y del alzado dan lugar a un fenómeno conocido como **reparición del trazado** (impropiamente denominado a menudo *pérdida del trazado*)

Donde se produce, más allá del pozo de incertidumbre reaparece otro tramo de carretera más lejano. El fenómeno puede provocar desorientaciones si el tramo que se vuelve a ver está relativamente próximo, y si los indicadores visuales pueden hacer que el conductor suponga equivocadamente que las condiciones y la orientación general del trazado del tramo que no ve son análogas a las de los tramos que ve.

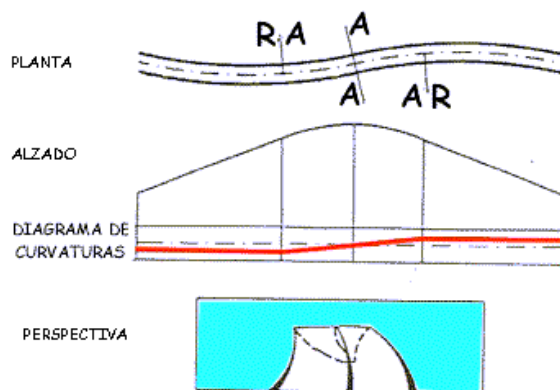
Esta desorientación puede dar lugar a decisiones erróneas que, a su vez, pueden causar un accidente. Un caso típico es el de un adelantamiento cuando el conductor interpreta que puede ver todos los vehículos que circulan en sentido contrario, mientras que en la realidad hay alguno oculto en el pozo de incertidumbre.



Como ocurre con las falsas inflexiones en la perspectiva de los bordes de la calzada, la reaparición del trazado suele ser también un indicio de un trazado en planta excesivamente generoso frente a un alzado más estricto. En ocasiones se puede modificar el perfil longitudinal de forma que el extremo de la zona oculta en alzado quede fuera de la zona visible en planta. Además, y análogamente a lo que ocurre con los puntos angulosos en la citada perspectiva, también se puede evitar que reaparezca el trazado limitando la visibilidad mediante explanaciones, plantaciones o pantallas.

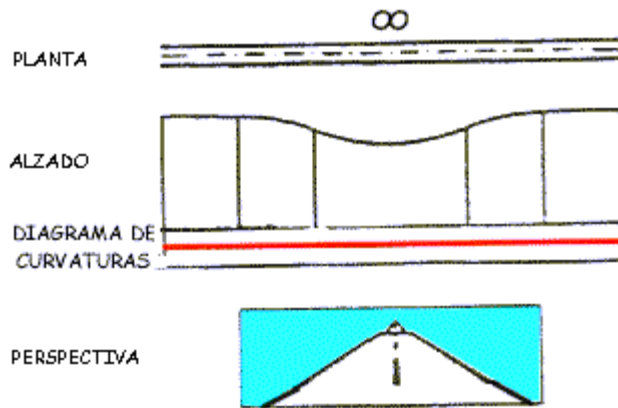
Algunas normas de trazado recogen estos conceptos, desaconsejando la presencia de:

- Un acuerdo convexo en coincidencia con un punto de inflexión en planta (Fig. 4.9)



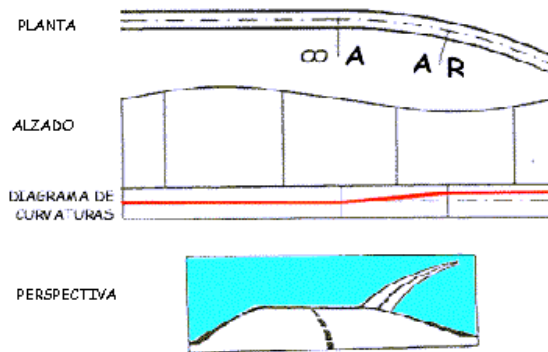
**Figura 4.9 Perspectiva de una Curva en S Coincidente con un acuerdo Vertical Convexo.**

- Una alineación recta con unos acuerdos consecutivos convexo y cóncavo (Fig. 4.10)



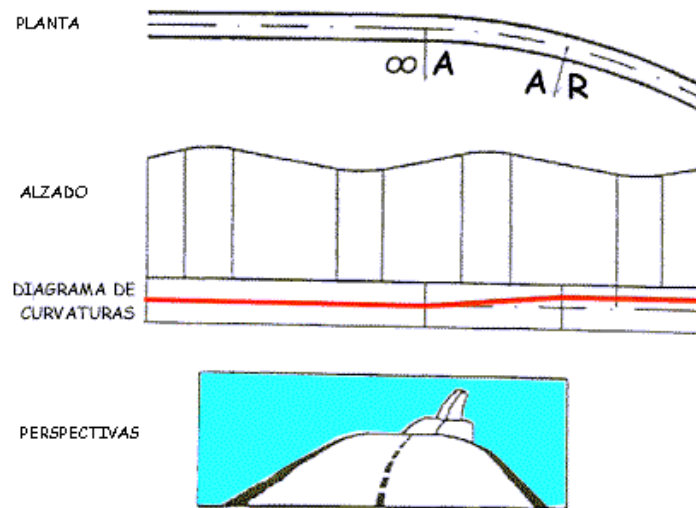
**Figura 4.10** *Perspectiva de una Alineación Recta con un acuerdo vertical Convexo seguido de otro Cónico.*

- Una alineación recta seguida de una curva en planta, en correspondencia con unos acuerdos consecutivos convexo y cóncavo (Fig. 4.11)



**Figura 4.11** *Perspectiva de una Alineación recta seguida de una curva, en correspondencia con un acuerdo Vertical Convexo seguido de uno*

- Un conjunto de alineaciones en planta en las que se puedan percibir simultáneamente dos acuerdos verticales convexos o cóncavos (Fig. 4.12)



*Figura 4.12 Perspectiva de la Percepción Simultánea de dos acuerdos Verticales Convexos.*

#### 4.6 CRITERIOS BÁSICOS PARA LA COORDINACIÓN DE LOS ALINEAMIENTOS HORIZONTAL Y VERTICAL

Los criterios básicos que el proyectista debe aplicar para obtener una adecuada coordinación espacial, son:

- Es recomendable evitar los largos alineamientos rectos y las curvas horizontales de amplio radio, cuando impliquen adoptar fuertes pendientes de gran longitud. Análogamente, deben ser evitados los trazados con suaves pendientes, logradas por la introducción de curvas horizontales de radio cercano o igual al mínimo.
- Tramos rectos o con amplias curvas horizontales no son compatibles con frecuentes quiebres de la pendiente, pues la sucesión de curvas verticales produce un indeseable efecto estético.

- Las inflexiones de los alineamientos horizontal y vertical deben ser coordinados entre sí; en general, es deseable que haya coincidencia aproximada entre puntos de inflexión.
- Es conveniente que las curvas horizontales comiencen antes y terminen después que las curvas verticales convexas, con el objeto de guiar óptimamente al conductor al permitirle apreciar con suficiente antelación la presencia de la curva horizontal.
- Si la curva vertical es cóncava, la condición deseable podría ser inversa a la anterior; es decir, que la curva horizontal comience después y termine antes que la vertical.
- La superposición de curvas horizontales y verticales, ofrece un aspecto estético agradable y presenta ventajas adicionales desde el punto de vista del drenaje y de las posibilidades de sobrepaso en un tramo de carretera.
- Esa superposición combina los puntos de poca pendiente longitudinal con peraltes que proporcionan inclinación transversal; asimismo, los puntos de poca o nula inclinación transversal con secciones de pendiente longitudinal que favorece al desagüe.
- Por otra parte, la superposición de curvas horizontales y verticales que individualmente no permiten el sobrepaso, posibilita obtener en un tramo de carretera mayor cantidad de sectores rectos con distancia de visibilidad para la maniobra de sobrepaso.
- Debe evitarse diseñar una curva horizontal de radio reducido en correspondencia o en proximidad del punto más bajo de una curva vertical cóncava que enlace pendientes pronunciadas, pues el incremento de la velocidad que éstas producen podría generar situaciones peligrosas.
- Análoga consideración corresponde efectuar para el caso de una curva horizontal de radio reducido, proyectada en un sector de pendiente pronunciada y una longitud descendente importante.

- En carreteras con calzadas unidireccionales, el proyectista puede utilizar trazados independientes para cada calzada, según las particularidades que ofrezca la topografía. En ambos casos, es deseable que los cambios de la posición relativa de ambos trazados se produzcan en correspondencia con curvas horizontales coordinadas con verticales.
- El proyectista debe cuidar que la plataforma del camino visible para el conductor desde su vehículo, alcance una distancia mayor que aquella que el conductor puede mantener normalmente bajo su atención, distancias menores generan situaciones de inseguridad.
- La distancia normal de atención del conductor, depende de la velocidad a la que circula; generalmente, varía entre 200 metros para velocidades bajas y 800 metros para las elevadas. El proyectista debe tratar, dentro de lo posible, el proveer ese orden de distancia de visibilidad del trazado, según la velocidad directriz del tramo.
- En relación con lo anterior, es importante que el diseño asegure un buen guiado óptico del conductor, aumentando las posibilidades de que éste pueda presidir la trayectoria del trazado. Para la operación diurna existen diversos elementos naturales y artificiales a los que el proyectista puede apelar, ubicándolos lateralmente a la plataforma del camino. Para la operación nocturna, dado que la visión del conductor queda restringida al área iluminada por los focos de su vehículo, el guiado óptico proporcionado por el propio alineamiento del trazado adquiere mayor importancia; por lo tanto, la demarcación horizontal de los bordes resulta un elemento de alta significación.

#### **4.7 CONSIDERACIONES A TENER EN CUENTA EN EL PROYECTO EN PLANTA Y PERFIL**

Una solución correcta del tratado exige considerarlo conjuntamente en planta y perfil; deben cumplirse en cada punto las condiciones de visibilidad, radios de curva y pendientes recomendables, etc.; pero una superposición de

soluciones correctas puede dar un conjunto que no lo sea. Se deben tener en cuenta las consideraciones siguientes:

- Por una razón de orden estético, el trazado debe romper lo menos posible la armonía del paisaje.
- Las alineaciones deben ser suficientemente largas, unidas por curvas de radios lo mayores que la economía de la obra lo permita. A ser posible, existirá en todo el trazado la distancia de visibilidad de paso; será imprescindible exista la distancia de visibilidad de parada.
- No son recomendables las alineaciones excesivamente largas; resultan monótonas y peligrosas, porque el conductor se fatiga y por eso el tiempo de reacción aumenta con el riesgo consiguiente; además, el conductor se confía demasiado; el problema de deslumbramiento de noche se agrava en las carreteras de dos vías. Desde el punto de vista de la circulación, radios superiores a 1000 metros permiten velocidades mayores a las hoy admisibles; la carretera con grandes radios se adapta mejor al terreno que la alineación recta, y resulta más agradable para el conductor.
- Deben emplearse curvas largas con ángulos en el centro lo menores posibles; las curvas cortas producen un efecto de un garrote en el trazado.
- No deben emplearse curvas y contra curvas; es necesaria, entre dos curvas consecutivas, una alineación recta de longitud tal que permita efectuar el cambio del peralte. Igual efecto puede lograrse intercalando entre ambas curvas las de transiciones necesarias.
- Como regla general, no deben emplearse curvas de varios centros; cuando por causa justificada sean imprescindibles, la diferencia entre los radios de las consecutivas no será mayor que

el 50 por 100; las curvas de varios centros con fuertes variaciones de radio resultan peligrosas.

- Hay que cuidar de no intercalar bruscamente, en un tramo de carretera con curvas de gran radio, una de radio mucho menor. Cuando a lo largo de un trazado con radios grandes sea preciso establecer un trozo con radios pequeños, hay que ir reduciéndolos poco a poco. La sorpresa en carretera es muy peligrosa.
- Deben evitarse tramos largos con puntos altos y bajos; el trazado en tobogán es antiestético y peligroso.
- No se deben colocar curvas horizontales en los puntos altos o bajos de un perfil.
- Conviene evitar los cruces de carretera en curvas horizontales o verticales. Si en algún caso excepcional fuesen imprescindibles, estudiar muy bien la visibilidad para diferentes maniobras de incorporación.
- Las curvas son más peligrosas en terraplén que en desmonte; en éste, el terreno, con sus taludes, plantaciones, etc., guía al conductor; cuidar mucho de la visibilidad en las curvas en terraplén, procurando dibujar la curva con hitos o vallas.
- Por razón de orden estético, debe cuidarse del efecto en perspectiva del trazado, evitando las sensaciones de discontinuidad o garrotes. El trazado en un conjunto debe ser tranquilo para el conductor, evitando los puntos de sorpresa por falta de la ordenada perspectiva, lo que denominan gráficamente los anglosajones como “suspende hole”; la fatiga que producen los sobresaltos aumenta el tiempo de reacción del conductor y, por tanto, la posibilidad de accidentes es mayor.

## CAPÍTULO V

### APLICACIÓN PRÁCTICA EN EL TRAMO DE ESTUDIO

#### 5.1. Introducción y Antecedentes

La Administradora de Carreteras, realizó un diseño de factibilidad del Tramo Tarija Entre Ríos Villa Montes, la realización de estos Estudios estuvieron a cargo de la Consultora CAEM, posteriormente en base a dichos estudios la Unidad Ejecutora SEDECA, lo lleva a diseño final, readecuó este diseño, en base al cual se inicia su construcción por Administración Directa el proyecto: “Puerta del Chaco Canaletas”. Dentro del proyecto citado, se ha construido el sub tramo: “Puerta del Chaco Carlazo”, sub tramo que se adopta para el estudio de la coordinación de planta-alzado del diseño geométrico.

La prefectura del departamento de Tarija, a través del SEDECA (Unidad Ejecutora SEDECA), emprende obras de construcción, en el marco de los planes de desarrollo vial, socioeconómico de la región, con el objetivo de consolidar el Proyecto “Corredor Bi-Oceánico Central de Sudamérica,” que atraviesa el territorio tarijeño de este a oeste; que comprende la composición de diferentes tramos, entre ellos Puerta del Chaco-Canaletas de 34 kilómetros y el sub tramo analizado Puerta del Chaco-Carlazo de 8.280 kilómetros. El proyecto en referencia es considerado estratégico tanto por el impacto, como por la solución o aporte al sistema vial del sur del país.

#### 5.2. Ubicación

El proyecto citado, se inicia en el sitio denominado Puerta del Chaco – Km. 0+000 y termina en la progresiva 34+100 (Empalme con variante Canaletas – Entre Ríos). El sub tramo elegido para el estudio inicia en el Kilómetro 0+000 y termina en la progresiva 8+280, pasa por la comunidad de San Agustín y termina en Carlazo.

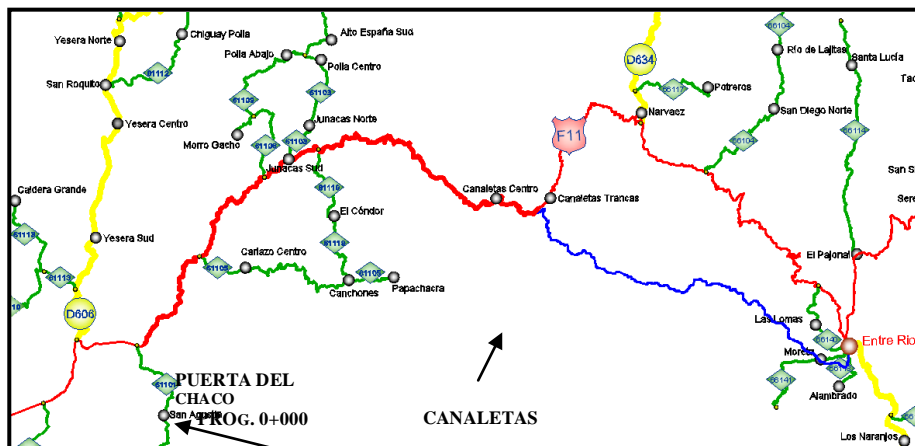
La carretera se inicia sobre la formación rocosa denominada Puerta del Chaco, justo en la finalización del asfalto, del tramo Cruce Panamericano a Entre Ríos, en las coordenadas geográficas, 21°31'06'' latitud sur y 64°32'18'' longitud oeste.





*Fig. 5. 1.- Ubicación del proyecto.*

La zona que abarca el proyecto, se encuentra localizada en la transición entre dos grandes unidades morfoestructurales: Faja Subandina y Llanura Chaco-Beniana. Las Sierras Subandinas conforman una faja que se extiende varios kilómetros en el sur de Bolivia. Está conformada en toda su extensión por cordones paralelos de anticlinales o altos estructurales mayores, orientados en dirección submeridional (Kley y Monaldi 1999) y de carácter asimétrico, por presentar flancos occidentales tendidos y orientales muy empinados afectados por fallas de corrimiento. La geología esta constituida por material sedimentario, y pertenece al Periodo Paleozoico.



### **5.3. Características del sub tramo: Puerta del Chaco Carlazo**

El sub tramo: “Puerta del Chaco – Carlazo”, es parte del trazo que pertenece a la red fundamental F11, cuenta con una longitud de 6.2 Km., dicha ruta es considerada de prioridad para el desarrollo del Departamento y forma parte de las rutas fundamentales de carreteras del país y es parte integrante del Corredor Bioceánico Central, por

consiguiente las características de diseño deben ser compatibles con el tráfico pesado de uso internacional. La categoría asignada corresponde a la **CATEGORÍA I B**, de acuerdo con el Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras ABC. La Velocidad de diseño es 60 (Km/h). Se procura introducir las características de una carretera mencionada tanto en alineamiento horizontal así como también en el uso de gradientes que permitan la circulación de vehículos pesados.

La topografía del sub tramo en estudio es considerada montañosa y se encuentra aproximadamente a 1500 m.s.n.m., con un clima considerado frío, la vegetación es la thola, churqui negro, lapa lapa y pastizales, matorrales y las gramíneas como pastos y pajas como así otras especies, a lo largo del sub tramo se cultiva el maíz, trigo, arvejas.

Del kilómetro 0+000 al kilómetro 1+220 la carretera avanza con gradientes alrededor del 7%, con curvas horizontales definidas en diseño. De ahí en adelante hasta el kilómetro 4+220 el tramo avanza cruzando el gasoducto. En el tramo comprendido entre los kilómetros 2+600 – 8+280, se tuvo que corregir la ubicación del eje, para mejorar el diseño horizontal y vertical, todos estos cambios se realizaron para disminuir el corte presentado en el diseño original realizado por la empresa constructora CAEM.

#### **5.4. Parámetros de diseño del tramo en estudio**

El Diseño Geométrico del sub tramo Puerta del Chaco – Carlazo entre la progresiva 0+000 a 8+280, fue elaborado en base conceptual del Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras ABC. Este tramo está a cargo del Servicio Departamental de Caminos (SEDECA), en su ejecución.

El Trazado Geométrico utiliza, en su mayor parte, el camino existente entre Puerta del chaco pasando por San Agustín y llegando hasta Carlazo, incluyendo mejoras ampliando radios, tratando de adaptar las características topográficas y minimizando la afección a los terrenos de las comunidades a lo largo del trazado.

La categoría asignada corresponde a la **CATEGORÍA I B**, de acuerdo con el Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras ABC. La Velocidad de diseño es 60 (Km/h), una topografía considerada montañosa, como se muestra en el siguiente cuadro detallado a continuación:

**Cuadro N°5.1 Parámetros de diseño**

CATEGORÍA DEL CAMINO	CARACTERÍSTICAS BÁSICAS			TOPOGRAFÍA	VELOCIDAD DE DISEÑO O DIRECTRIZ ( Km./hora )	PERALTE MÁXIMO %		RADIO MÍNIMO CURVA HORIZONTAL (Metros)		PENDIENTE MÁX. EN RECTAS (1000 m.s.n.m.)	
	VOLUMEN TRAFICO DIA ( T.P.D.)	CONTROL DE ACCESOS	CALZADA Y CARRILES			deseable	absoluto	deseable	absoluto	deseable	admisible
IB	> 1.500	PARCIAL	Calzada Simple Dos carriles	Llana	100	6	8	414	375	4	5
				Ondulada	80	6	8	252	229	4	6
				Montañosa	60	8	10	125	115	5	7
				Muy Montañosa	40	10	10	47	47	6	8

Fuente: Normas del ABC

Los parámetros de control para el proyecto, están basados no solamente en cálculos numéricos, sino también en otros factores tales como: funcionalidad de la carretera, costos de construcción, costos de operación vehicular, operaciones de mantenimiento sencillas y de bajo costo etc., que son de gran importancia, como así las diversas normas de diseño vigentes tanto en Bolivia y en los países vecinos, eligiéndose la norma Boliviana, como el principal criterio y complementándose, cuando fuera necesario, con otras normas que ya han sido utilizadas en el país en otros estudios realizados. A continuación en los cuadros 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5 se puede observar los parámetros adoptados para el Diseño geométrico.

**Cuadro N° 5.2**  
**Parámetros generales del Diseño Geométrico**

Topografía	Progresiva Inicio	Progresiva Final	Velocidad de Diseño (km/h)
Montañosa	00+000	8+280	60

Fuente: Carretera categoría IB de Normas del ABC

**Cuadro N° 5.3**

**Parámetros de Diseño Geométrico para el Alineamiento Horizontal**

Topografía	Radio mínimo (m)	Peralte Máximo (%)	Ancho de carril (m)	Ancho de berma (m)	Bombeo (%)
Montañosa	120	8	3.65	1.50 m	2.5

Fuente: Carretera categoría IB de Normas del ABC

**Cuadro N° 5.4**  
**Parámetros de Diseño Geométrico para el Alineamiento Vertical**

Topografía	Pendiente máxima (%)	Distancia mínima de visibilidad (m)		Valor de K	
		Frenado	Paso	Curvas verticales convexas	Curvas verticales cóncavas
Montañosa	7	77	240	15	15

Fuente: Carretera categoría IB de Normas del ABC

**Cuadro N° 5.5**  
**Parámetros de Diseño Geométrico de la sección transversal**

Elemento	Dimensión
Superficie de Rodadura (m)	7.30
Sobreancho de Curvas (m)	0.40 – 1.20
Gálibo Vertical (m)	5.5
Derecho de Vía (m)	100

*Fuente: Adaptado para Carretera categoría I de Normas del ABC*

#### 5.4.1. Parámetros de diseño del alineamiento horizontal

Se expone primero en la cuadro 5.6 las coordenadas de los Puntos de intersección (PI) del alineamiento horizontal.

**Cuadro N° 5.6**  
**Coordenadas de Puntos de Intersección (PI) del Alineamiento Horizontal**

N	PROGRESIVA	COORDENADAS		DISTANCIA (m)	DIRECCION		
		NORTE	ESTE				
1	0+000	7619329.093	340596.416				
2	0+163.088	7619441.652	340714.434	163.088	N	46-21-22	E
3	0+380.283	7619633.128	340818.317	217.841	N	28-28-53	E
4	0+509.282	7619763.761	340805.618	131.249	N	05-33-08	W
5	0+684.648	7619891.217	340936.371	182.596	N	45-43-54	E
6	0+806.653	7620009.263	340974.198	123.959	N	17-46-04	E
7	1+107.312	7620267.972	341128.051	301.000	N	30-44-23	E
8	1+377.907	7620434.073	341343.493	272.038	N	52-22-07	E
9	1+798.933	7620840.115	341474.933	426.786	N	17-56-14	E
10	2+246.707	7620875.054	341941.750	468.123	N	85-43-11	E
11	2+713.342	7621124.006	342338.803	468.645	N	57-54-44	E
12	2+979.731	7621402.577	342350.553	278.819	N	02-24-55	E
13	3+134.066	7621535.408	342432.516	156.083	N	31-40-36	E
14	3+268.283	7621599.270	342552.435	135.864	N	61-57-46	E
15	3+437.135	7621714.680	342676.339	169.327	N	47-01-58	E
16	3+757.101	7621999.747	342476.466	348.156	N	35-02-10	W
17	3+880.714	7622052.730	342636.123	168.219	N	71-38-29	E
18	4+112.078	7622264.582	342736.940	234.617	N	25-26-57	E
19	4+315.723	7622407.337	342555.947	230.516	N	51-44-10	W
20	4+778.811	7622877.756	342533.257	470.966	N	02-45-41	W
21	5+785.165	7623754.878	343014.005	1000.231	N	28-43-37	E
22	6+189.292	7623852.036	343416.345	413.905	N	76-25-26	E
23	6+489.065	7624093.934	343604.836	306.665	N	37-55-35	E
24	6+871.520	7624203.352	343979.008	389.842	N	73-41-59	E
25	7+268.709	7624568.284	344169.109	411.478	N	27-30-58	E
26	8+015.819	7625284.021	344384.306	747.388	N	16-44-03	E
27	8+281.009	7625548.762	344405.523	265.590	N	04-34-55	E

*Fuente: Diseño construido*

### 5.4.1.1. Radio Mínimo

El **radio mínimo**  $R_{\min}$  se define en función del valor adoptado del peralte máximo (sobreelevación)  $e_{\max}$ , coeficiente de fricción lateral  $f$ , de la velocidad de diseño  $V$ , condiciones climáticas de la región, tipo de tráfico y su composición. (cuadro N°5.7)

**Cuadro N° 5.7**  
**Radios Mínimos de Curvas Circulares  $R_{\min}$**   
**en función de  $V$  (km/h),  $e_{\max}$  (m/m) y  $f$**

<b>V</b> <b>(km/h)</b>	<b><math>e_{\max}</math></b> <b>(m/m)</b>	<b>f</b>	<b><math>R_{\min}</math></b> <b>(m)</b>
60	8%	0,154	<b>120</b>

Fuente: Valores calculados en base de fórmulas

### 5.4.1.2. Radios a partir de los cuales no es necesario el peralte

A partir de los siguientes radios de curvas circulares, no es necesario el uso de peraltes como se indica el cuadro 5.8:

**Cuadro N° 5.8**  
**Radios a partir de los cuales no es**  
**necesario el uso de peraltes**

<b>V (km/h)</b>	<b>R (m)</b>
60	2,200

Fuente: Manual ABC,

### 5.4.1.3. Longitud Mínima de Transición en Curvas Horizontales ( $L_e$ )

Con el objeto de optimizar las características geométricas del diseño de la carretera se ha previsto el empleo de curvas espirales de transición, proporcionando, con esto, una circulación vehicular más segura, al mismo tiempo que se provee de una mejor apariencia a la carretera.

**Cuadro N° 5.9**

**Longitudes Mínimas de Espirales  $L_{e_{\min}}$  en función de  $R_{\min}$  y  $f$**

<b>V (km/h)</b>	<b><math>R_{\min}</math> (m)</b>	<b>Peralte <math>e</math> (m/m)</b>								
		<b>2,5%</b>	<b>3%</b>	<b>4%</b>	<b>5%</b>	<b>6%</b>	<b>7%</b>	<b>8%</b>	<b>9%</b>	<b>10%</b>
30	26									32
40	47									41
50	75	<b>No Aplicable</b>								49
60	120							56	52	49
70	170							62	58	54
80	252					68	63	58	53	48
90	330					72	67	61	56	51
100	423					76	70	64	58	52
110	532					79	72	66	59	53
120	659					81	74	67	59	52

Fuente: Valores calculados en base de fórmula

Debido a la topografía del terreno y optimizando el movimiento de tierras se ha tratado de adoptar el valor mínimo de 49 m. Sin embargo, en ciertas curvas como se verá en la cuadro N°5.10, se han adoptado valores menores para lograr menores volúmenes de movimiento de material.

#### 5.4.1.4. Radios a partir de los cuales se puede evitar el uso de curvas de transición

Se aplicará la fórmula de Jacobo Carciente, que se muestra en el cuadro N°5.11.

**Cuadro N° 5.10**

**Radio a partir del cual se puede evitar el uso de curvas de transición**

V (km/h)	R (m)
60	293

Fuente: Valores calculados en base de fórmula

A continuación en la cuadro N°5.11 se muestra el resumen de radios y longitudes de espiral de entrada y salida de cada curva horizontal.

**Cuadro N° 5.11**

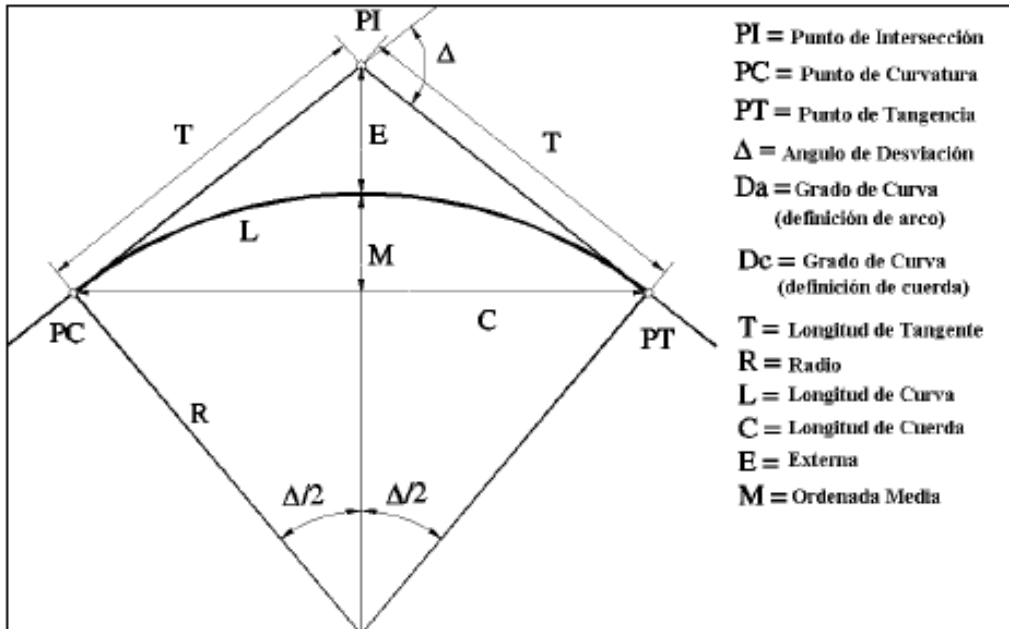
**Radios y Longitudes de Transición en el Alineamiento Horizontal progresiva  
0+000 a 6+200**

N	PROGRESIVA	RADIO (m)	LONG. DE TRANSICIÓN	
			ENTRADA	SALIDA
1	0+000			
2	0+163.088	220.00	40	40
3	0+380.283	100.00	45	45
4	0+509.282	100.00	45	45
5	0+684.648	180.00	40	40
6	0+806.653	350.00	0	0
7	1+107.312	300.00	40	40
8	1+377.907	300.00	40	40
9	1+798.933	120.00	50	50
10	2+246.707	180.00	50	50
11	2+713.342	140.00	50	50
12	2+979.731	120.00	50	50
13	3+134.066	100.00	45	45
14	3+268.283	300.00	30	30
15	3+437.135	85.00	50	50
16	3+757.101	50.00	40	40
17	3+880.714	50.00	40	40
18	4+112.078	104.00	40	40
19	4+315.723	120.00	64	64
20	4+778.811	250.00	50	50
21	5+785.165	180.00	50	50
22	6+189.292	250.00	50	50
23	6+489.065	350.00	0	0
24	6+871.520	300.00	50	50
25	7+268.709	500.00	0	0
26	8+015.819	500.00	0	0
27	8+281.009			

Fuente: Diseño construido

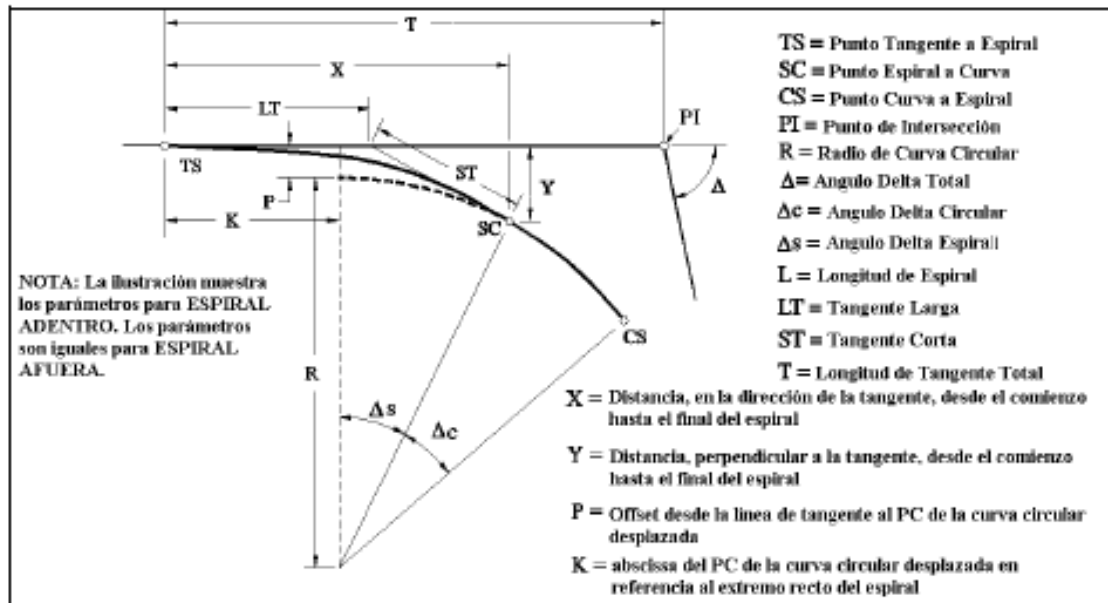
A continuación se presenta los datos geométricos de cada curva horizontal a partir de los gráficos N°5.2 y N° 5.3

**Figura N°5.2**  
**Parámetros de la curva circular**



Fuente: Elaboración propia

**Figura N° 5.3**  
**Parámetros de curva horizontal con longitudes de transición**



**Cuadro N° 5.12 Parámetros geométricos de las curvas horizontales**

N	PROGRESIVA	DIRECCIÓN			RADIO (m)	DESARROLLO DE CURVA (m)	ÁNGULO DE DEFLEXIÓN	FLECHA (m)	EXTERNA (m)
1	0+000								
2	0+163.088	N	46-21-22	E	220.00	28.634	07-27-26	0.466	3.011
3	0+380.283	N	28-28-53	E	100.00	14.4	08-15-03	0.259	5.459
4	0+509.282	N	05-33-08	W	100.00	44.507	25-30-03	2.466	11.859
5	0+684.648	N	45-43-54	E	180.00	47.851	15-13-53	1.588	5.877
6	0+806.653	N	17-46-04	E	350.00	79.242	12-58-19	2.24	2.255
7	1+107.312	N	30-44-23	E	300.00	73.248	13-59-22	2.233	5.651
8	1+377.907	N	52-22-07	E	300.00	140.282	26-47-31	8.162	14.304
9	1+798.933	N	17-56-14	E	120.00	91.963	43-54-33	8.702	25.605
10	2+246.707	N	85-43-11	E	180.00	37.359	11-53-31	0.968	6.029
11	2+713.342	N	57-54-44	E	140.00	85.605	35-02-03	6.492	19.032
12	2+979.731	N	02-24-55	E	120.00	11.285	05-23-17	0.133	4.917
13	3+134.066	N	31-40-36	E	100.00	7.859	04-30-11	0.077	4.47
14	3+268.283	N	61-57-46	E	300.00	48.173	09-12-02	0.966	2.69
15	3+437.135	N	47-01-58	E	85.00	71.751	48-21-55	7.459	29.305
16	3+757.101	N	35-02-10	W	50.00	53.094	60-50-26	6.883	35.961
17	3+880.714	N	71-38-29	E	50.00	0.31	00-21-20	0	5.798
18	4+112.078	N	25-26-57	E	104.00	100.102	55-08-54	11.813	29.879
19	4+315.723	N	51-44-10	W	120.00	38.572	18-25-01	1.546	13.419
20	4+778.811	N	02-45-41	W	250.00	87.394	20-01-45	3.809	10.178
21	5+785.165	N	28-43-37	E	180.00	99.844	31-46-53	6.879	17.436
22	6+189.292	N	76-25-26	E	250.00	117.978	27-02-19	6.927	15.245
23	6+489.065	N	37-55-35	E	350.00	218.527	35-46-24	16.917	17.776
24	6+871.520	N	73-41-59	E	300.00	191.817	36-38-04	15.201	26.508
25	7+268.709	N	27-30-58	E	500.00	94.089	10-46-54	2.212	2.221
26	8+015.819	N	16-44-03	E	500.00	106.047	12-09-08	2.809	2.825
27	8+281.009	N	04-34-55	E					

Fuente: Diseño construido

## 5.4.2. Parámetros del eje en el perfil longitudinal

### 5.4.2.1 Pendiente Longitudinal Máxima

La selección de las pendientes longitudinales tiene por objeto lograr un equilibrio razonable de los costos de construcción y los costos de operación vehicular y mantenimiento de la vía. En función de la categoría de la carretera, se han adoptado los siguientes valores máximos, de la cuadro N° 5.13:

**Cuadro N° 5.13 Pendientes longitudinales**

Tipo de Terreno	Pendiente deseable (%)	Pendiente admisible (%)
Montañoso	5%	7%
<b>Pendientes mínimas por drenaje:</b>		
En Corte	0.5%	0.5%
En Terraplén	0.35%	0.35%

Fuente: Normas del ABC para carretera de Categoría IB



#### 5.4.2.2. Distancia Mínima de Visibilidad de frenado

En el Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras ABC se coloca un valor de 77.0 (m) que es el que adoptamos para la velocidad de diseño.

#### 5.4.2.3. Distancia de Visibilidad de Sobrepasso

Al calcularse esta distancia aplicando el criterio de AASHTO, se observó que los valores de las distancias de visibilidad de rebase son exageradamente altos para la velocidad adoptada.

Indudablemente, la expresión recomendada da valores adecuados a las condiciones de operación que tienen las carreteras norteamericanas donde las pendientes son en general bajas y donde prima el vehículo liviano, por tanto más veloz, asignándole el mayor porcentaje de incidencia.

En nuestro medio, el vehículo pesado tiene mayor importancia y se mueve a velocidades moderadas, permitiendo los rebases en distancias menores.

Por estas razones, se ve por conveniente reducir esas largas distancias de rebase que conducen a una geometría de la carretera que obliga a elevados costos de construcción y, por ello, el Consultor estima como más adecuada la expresión utilizada por las normas brasileras DNER. Esta expresión proporciona longitudes de visibilidad de rebase adoptadas por el ABC, dentro de condiciones de seguridad razonablemente favorables para velocidades de 30 a 70 km/h y condiciones de absoluta seguridad para velocidades de 60 a 80 km/h.

*Cuadro N° 5.14*

*Distancia Mínima de Visibilidad de sobrepasso Dr*

V (km/h)	Dr (m)
60	240

*Fuente: Valores calculados en base de fórmula*

#### 5.4.2.4. Curvas Verticales

Para fines del diseño geométrico en sentido longitudinal se han previsto curvas verticales parabólicas de segundo grado, que posibiliten un paso gradual y seguro entre dos gradientes adyacentes de un perfil longitudinal, proporcionando, como mínimo, una distancia de visibilidad igual a la distancia mínima de frenado o de parada.

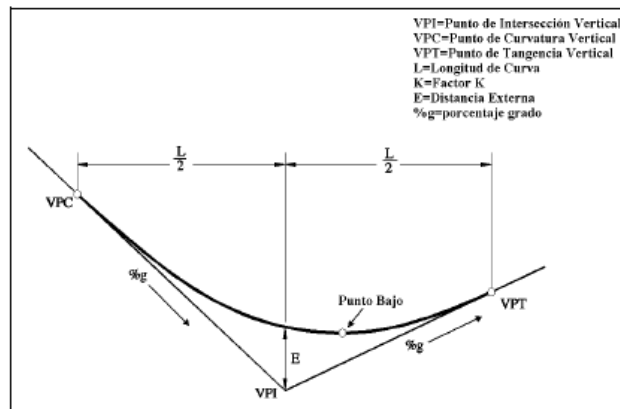
**Cuadro N° 5.15**  
**Valor Mínimo de K para curvas verticales**

V (km/h)	i = 0%	Curvas Convexas	Curvas Cóncavas
	Dp (m)	K (m)	K (m)
60	77	15.00	15.00

Fuente: Valores calculados en base de fórmula

**Figura N° 5.4**

**Parámetros geométricos de la curva vertical**



g 1 =pendiente de entrada

g 2 =pendiente de salida

Fuente: Elaboración propia

**Cuadro N° 5.16**  
**Resumen de parámetros geométricos de las curvas verticales**

PVI	Station	Elevation	Grade Out	A	Curve Len	Overlap	Type	K
1	-0.000	2142.216	5.241					
2	220.753	2153.785	7.115	1.874	200.000		Sag	106.714
3	740.000	2190.729	6.879	0.236	40.000		Crest	169.662
4	1260.000	2226.500	-5.728	12.607	400.000		Crest	31.728
5	1720.000	2200.150	-0.700	5.028	140.000		Sag	27.843
6	2040.000	2197.910	6.700	7.400	160.000		Sag	21.622
7	2340.000	2218.010	6.850	0.150	40.000		Sag	265.868
8	3450.000	2294.050	2.296	4.555	160.000		Crest	35.127
9	3653.000	2298.710	6.000	3.704	120.000		Sag	32.394
10	4100.000	2325.530	-6.000	12.000	200.000		Crest	16.667
11	4520.000	2300.330	-3.800	2.200	80.000		Sag	36.364
12	4920.000	2285.130	4.082	7.882	120.000		Sag	15.224
13	5200.497	2296.176	-3.613	7.696	285.000		Crest	37.034
14	5479.541	2286.093	-0.847	2.766	170.000		Sag	61.454
15	5739.162	2283.893	-6.000	5.153	160.000		Crest	31.051
16	6339.765	2247.857	5.500	11.500	160.000		Sag	13.913
17	6610.000	2262.720	-5.923	11.423	220.000		Crest	19.259
18	6984.255	2240.552	0.304	6.227	80.000		Sag	12.847
19	7520.000	2242.180	5.582	5.278	130.000		Sag	24.631
20	8116.015	2275.447	2.823	2.758	200.000		Crest	72.512
21	8281.010	2280.106						

Fuente: Diseño construido

### 5.4.3. Parámetros de la sección transversal

#### 5.4.3.1. Pendiente Transversal de la calzada

Se adopta la pendiente general de 2.5 %

#### 5.4.3.2. Pendiente Transversal de Bermas

Se adopta pendiente de 2.5%

#### 5.4.3.3. Peralte (Sobreelevación) en (m/m) en Secciones en Curva

Por las condiciones de clima, se adopta el peralte (sobreelevación) máximo de 8.00% y según el radio se han calculado los valores que se muestran en la cuadro N ° 5.17

*Cuadro N° 5.17*

*Valores adoptados de peralte según el radio*

N	PROGRESIVA	RADIO (m)	PERALTE (%)
1	0+000		
2	0+163.088	220.00	5.0
3	0+380.283	100.00	7.0
4	0+509.282	100.00	7.0
5	0+684.648	180.00	6.0
6	0+806.653	350.00	3.0
7	1+107.312	300.00	4.0
8	1+377.907	300.00	4.0
9	1+798.933	120.00	6.0
10	2+246.707	180.00	6.0
11	2+713.342	140.00	6.0
12	2+979.731	120.00	6.0
13	3+134.066	100.00	7.0
14	3+268.283	300.00	4.0
15	3+437.135	85.00	7.0
16	3+757.101	50.00	7.0
17	3+880.714	50.00	7.0
18	4+112.078	104.00	6.0
19	4+315.723	120.00	5.0
20	4+778.811	250.00	4.0
21	5+785.165	180.00	6.0
22	6+189.292	250.00	4.0
23	6+489.065	350.00	4.0
24	6+871.520	300.00	4.0
25	7+268.709	500.00	3.0
26	8+015.819	500.00	3.0
27	8+281.009		

*Fuente: Diseño construido*

#### 5.4.3.4. Sobreelevación SA (m) en Secciones de Curvas Horizontales

El cálculo del sobreelevación depende de las características y dimensiones del vehículo del proyecto. De acuerdo con el Manual y Normas para el diseño geométrico de carreteras ABC,

en general, el sobreebanco se justifica para radios menores de 300 metros, y que sobreebanco menores de 0.40 metros deben ser despreciados.

En el caso del presente diseño, el sobreebanco se desarrolla en el borde interior de la calzada y se desarrolla junto con el desarrollo del peralte.

El sobreebanco ha sido calculado, según la expresión sugerida por el Manual y Normas para el diseño geométrico de carreteras ABC, debido a que no se puede determinar con precisión las características del vehículo tipo que se utiliza en el tramo de la carretera.

$$SA = \frac{100}{R} \quad \text{Ec: 5.1}$$

Donde: **SA** = Sobreebanco, en metros

**R** = Radio Curva para diferentes velocidades, en metros

De los valores calculados se adoptan los sobreebanco entre 0.40 y 1.20 que se muestran en la cuadro N°5.18

**Cuadro N° 5.18**

***Sobreebanco en Curvas Horizontales***

N	PROGRESIVA	RADIO (m)	SOBREEBANCO (m)
1	0+000		
2	0+163.088	220.00	0.4
3	0+380.283	100.00	0.9
4	0+509.282	100.00	0.9
5	0+684.648	180.00	0.6
6	0+806.653	350.00	0.4
7	1+107.312	300.00	0.4
8	1+377.907	300.00	0.4
9	1+798.933	120.00	0.8
10	2+246.707	180.00	0.6
11	2+713.342	140.00	0.7
12	2+979.731	120.00	0.8
13	3+134.066	100.00	0.9
14	3+268.283	300.00	0.4
15	3+437.135	85.00	1.1
16	3+757.101	50.00	1.1
17	3+880.714	50.00	1.1
18	4+112.078	104.00	0.8
19	4+315.723	120.00	0.9
20	4+778.811	250.00	0.5
21	5+785.165	180.00	0.6
22	6+189.292	250.00	0.4
23	6+489.065	350.00	0.4
24	6+871.520	300.00	0.4
25	7+268.709	500.00	0.0
26	8+015.819	500.00	0.0
27	8+281.009		

Fuente: Valores calculados en base de fórmula

### 5.4.3.5. Gálibo Vertical Mínimo

En forma general, se adoptó un gálibo vertical mínimo de 5.50 metros para el paso debajo de otras estructuras o cualquier tipo de obstáculo, natural o artificial.

### 5.4.3.6. Desarrollo del peralte y sobreebanco

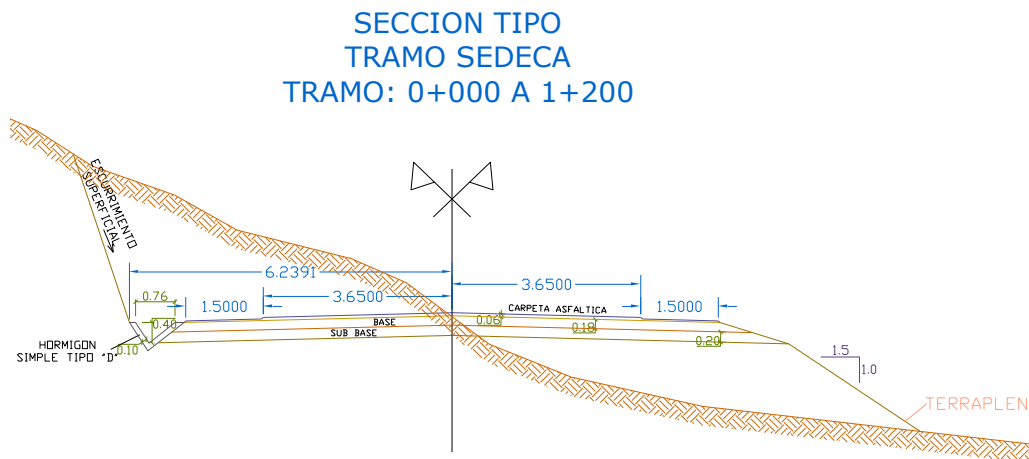
La rotación del peralte se hace sobre el eje longitudinal central de la plataforma. El desarrollo del peralte se hace de la siguiente forma. Primero la calzada opuesta a la curvatura de la curva horizontal tiene la pendiente transversal igual al bombeo. A continuación está pendiente se igual a cero. Luego la pendiente se sube a la pendiente positiva igual al bombeo. A partir de este instante se hace la rotación sobre el eje central hasta alcanzar el peralte adoptado.

En las curvas con espiral de entrada y salida, la transición del peralte se realiza en la espiral. Mientras que en las curvas circulares la transición del peralte se ha hecho en la tangente antes de entrar al Principio de curva PC. Y en los casos más críticos se ha hecho caso del Manual y Normas para el diseño geométrico de carreteras ABC y las normas AASHTO cuando sugieren que por lo menos el tercio central de la curva circular debe tener el peralte completo, concepto que se superpone al criterio del ABC, cuando exige que por lo menos el 60% del desarrollo del peralte pueda hacerse en el tramo recto y el resto en la curva circular.

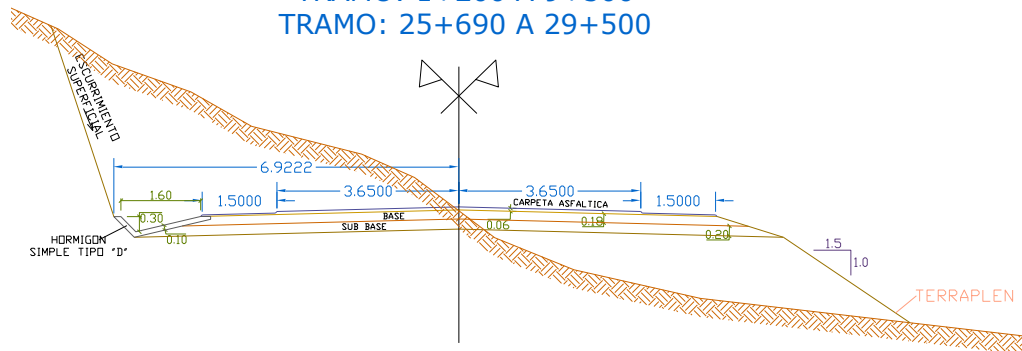
### 5.4.3.7. Sección tipo de diseño

A continuación se muestra en los siguientes gráficos la sección tipo de diseño geométrico utilizada en el sub tramo de estudio:

Fig: 5.5



**SECCION TIPO  
TRAMO SEDECA  
TRAMO: 1+200 A 9+500  
TRAMO: 25+690 A 29+500**



**5.5. Análisis del diseño geométrico**

De acuerdo al análisis del diseño final construido en el sub tramo, Puerta del Chaco Carlazo, se puede decir lo siguiente:

**5.5.1. Análisis de la distancia de frenado en planta**

Después de una revisión exhaustiva del tramo en estudio se puede observar que no se cumple con la distancia de frenado en el trazo en planta en las siguientes progresivas detalladas de acuerdo a la tabla mostrada a continuación:

**Cuadro N° 5.19  
Distancia de Frenado**

Nº	PROGRESIVA FINAL DE CURVA HORIZONTAL	PROGRESIVA INICIAL DE CURVA HORIZONTAL	DISTANCIA DE FRENADO (m)
1	0+431.358	0+438.413	7.055
2	0+572.92	0+619.746	46.826
3	0+747.597	0+766.862	19.265
4	3+034.499	3+084.313	49.814
5	3+182.173	3+213.959	31.786
6	3+322.132	3+337.165	15.033
7	3+801.345	3+838.932	37.587
8	4+188.694	4+228.498	39.804

*Fuente: Valores calculados en base de fórmula*

Como se puede observar en la tabla mostrada las distancias son menores de 77m, que es el parámetro adoptado para la categoría de carretera construida.

En la optimización de la planta se consideró distancias de 77m para todas las separaciones entre curvas y en algunos casos se consideró la eliminación de tangentes pequeñas con la ampliación de radio de la curvas y convirtiéndolas en un punto en común para que sea una curva inversa.

### 5.5.2. Análisis de la distancia de frenado en perfil

También se realizó una revisión del perfil longitudinal del tramo en estudio y se puede observar que no se cumple con la distancia de frenado en las siguientes progresivas detalladas de acuerdo a la tabla mostrada a continuación:

*Cuadro N° 5.20*  
*Distancia de Frenado en Perfil*

Nº	PROGRESIVA FINAL DE CURVA VERTICAL	PROGRESIVA INICIAL DE CURVA VERTICAL	DISTANCIA DE FRENADO (m)	PENDIENTE (%)
1	3+530.	3+593.	63.000	2.296
2	5+342.997	5+394.541	51.544	-3.613

*Fuente: Valores calculados en base de fórmula*

Como se puede observar en la tabla mostrada las distancias son menores de 77m, que es el parámetro adoptado para la categoría de carretera construida.

En la optimización, se considero una distancia de frenado de 77m, para la separación de curvas verticales.

### 5.5.3. Análisis de las pendientes longitudinales del tramo en estudio

De acuerdo a la revisión realizada se encontró un tramo de pendiente longitudinal fuera del la pendiente máxima (que en este caso es de 7.00%) para la categoría de carretera construida, de acuerdo al detalle que se muestra en la tabla siguiente:

*Cuadro N° 5.21*  
*Pendientes Longitudinales del Tramo en Estudio*

Nº	PVI DE ENTRADA		PVI DE SALIDA		PENDIENTE DEL TRAMO (%)
	PVI STA	PVI ELEV	PVI STA	PVI ELEV	
1	0+220.753	2153.785	0+740.	2190.729	7.115

*Fuente: Valores calculados en base de fórmula*

En la optimización del tramo en estudio se cambio está pendiente por un valor igual a 7%, que es el valor máximo para este tipo de carretera.

### 5.5.4. Análisis de los problemas de drenaje de acuerdo a pendientes longitudinales

El manual de Administradora de Carreteras ABC establece pendientes mínimas, para no tener problemas de drenaje en una carretera, pero en el tramo de estudio se adoptaron pendientes menores a lo recomendado por el manual mencionado, como se puede apreciar en los tramos mostrados en la siguiente tabla:

*Cuadro N° 5.22*

*Análisis de los problemas de drenaje de acuerdo a pendientes longitudinales*

N°	PVI DE ENTRADA		PVI DE SALIDA		PENDIENTE DEL TRAMO (%)	PTO BAJO CON PROBLEMAS	
	PVI STA	PVI ELEV	PVI STA	PVI ELEV		PROGRESIVA	ELEVACION
1	1+720.	2200.150	2+040.	2197.910	0.700	1+975.135	2198.417
2	6+984.255	2240.552	7+520.	2242.180	0.304	7+020.352	2240.668

*Fuente: Valores calculados en base de fórmula*

Como se puede evidenciar el en diseño final la pendiente de 0.70% se encuentra en sección transversal en un corte denominado cajón es por este motivo que en la actualidad se encuentra en problemas de drenaje.

En estos tramos en la optimización de la coordinación del alzado y planta se cambio la rasante en forma inversa con pendientes superiores a las indicadas, para mejorar el drenaje.

**5.5.5. Análisis de los valores k para curvas verticales**

El valor k adoptado para el diseño es de 15, pero realizando la revisión se puede evidenciar que existen curvas verticales con valores menores a lo establecido como se puede evidenciar en la siguiente tabla:

*Cuadro N° 5.23*

*Valores de k para curvas verticales*

N°	PVI ESTACIÓN	PVI ELEVACIÓN	K
1	6+339.765	2247.857	13.913
2	6+984.255	2240.552	12.847

*Fuente: Valores calculados en base de fórmula*

En la optimización del perfil se considero curvas cóncavas y convexas con valores mayores de 15 tomando como valor mínimo el mencionado.

**5.5.6. Análisis de curvas verticales innecesarias**

También se evidencia curvas verticales innecesarias, debido a que la diferencia de pendientes nos da valores inferiores a 0.5, valor que se lo puede considerar como un quiebre constructivo, pero el diseño vertical no considera este criterio de acuerdo al cuadro mostrada a continuación:



**Cuadro N° 5.24**

**Curvas verticales innecesarias**

Nº	PVI ESTACIÓN	PVI ELEVACIÓN	K	PENDIENTE DE INGRESO (%)	PENDIENTE DE SALIDA (%)	DIFERENCIA DE PENDIENTES (%)
1	0+740.	2190.729	169.662	7.115	6.879	0.236
2	2+340.	2218.010	265.868	6.700	6.850	-0.150

Fuente: Valores calculados en base de fórmula

En la optimización del estudio se eliminaron estas curvas y se considero una sola rasante a lo largo del tramo donde se encontraban estas curvas.

**5.5.7. Análisis de los radios inferiores al radio mínimo de diseño**

De acuerdo a la revisión realizada, se encontraron curvas horizontales con radios inferiores al radio mínimo de diseño establecido para la categoría de diseño, debido a la topografía existente y viendo la manera de optimizar el movimiento de tierras y el costo de proyecto, los radios mencionados se encuentran indicados en la tabla siguiente:

**Cuadro N° 5.25**

**Radios inferiores al Radio Mínimo de Diseño**

N	PROGRESIVA	COORDENADAS		VELOCIDAD (Km/hr)	RADIO (m)
		NORTE	ESTE		
3	0+380.283	7619633.128	340818.317	60	100.00
4	0+509.282	7619763.761	340805.618	60	100.00
13	3+134.066	7621535.408	342432.516	60	100.00
15	3+437.135	7621714.680	342676.339	60	85.00
16	3+757.101	7621999.747	342476.466	60	50.00
17	3+880.714	7622052.730	342636.123	60	50.00
18	4+112.078	7622264.582	342736.940	60	104.00

Fuente: Valores calculados en base de fórmula

En la optimización de la coordinación de la planta y el alzado se diseño con radios iguales y/o superiores a 120m para todas las curvas del sub tramo en estudio.

**5.5.8. Análisis de los peraltes adoptados en el diseño final construido**

De acuerdo al análisis realizado, se considera que los peraltes en el sub tramo en estudio no son convenientes para el radio establecido en las curvas horizontales, ya que dentro de los parámetros establecidos en el proyecto se cuenta con un peralte máximo de 8% y en este caso se estableció un peralte admisible de 7%, que hace a las curvas más peligrosas y más aun que se diseñaron curvas con radios inferiores a 120m, y se ha mantenido la velocidad de proyecto a 60km/hr. Los peraltes de las curvas en el diseño construido son las siguientes:

**Cuadro N° 5.26**

***Peraltes adoptados en el Diseño Final Construido***

N	PROGRESIVA	COORDENADAS		VELOCIDAD (Km/hr)	RADIO (m)	LONG. DE TRANSICIÓN		PERALTE (%)
		NORTE	ESTE			ENTRADA	SALIDA	
1	0+000	7619329.093	340596.416					
2	0+163.088	7619441.652	340714.434	60	220.00	40	40	5.0
3	0+380.283	7619633.128	340818.317	60	100.00	45	45	7.0
4	0+509.282	7619763.761	340805.618	60	100.00	45	45	7.0
5	0+684.648	7619891.217	340936.371	60	180.00	40	40	6.0
6	0+806.653	7620009.263	340974.198	60	350.00	0	0	3.0
7	1+107.312	7620267.972	341128.051	60	300.00	40	40	4.0
8	1+377.907	7620434.073	341343.493	60	300.00	40	40	4.0
9	1+798.933	7620840.115	341474.933	60	120.00	50	50	6.0
10	2+246.707	7620875.054	341941.750	60	180.00	50	50	6.0
11	2+713.342	7621124.006	342338.803	60	140.00	50	50	6.0
12	2+979.731	7621402.577	342350.553	60	120.00	50	50	6.0
13	3+134.066	7621535.408	342432.516	60	100.00	45	45	7.0
14	3+268.283	7621599.270	342552.435	60	300.00	30	30	4.0
15	3+437.135	7621714.680	342676.339	60	85.00	50	50	7.0
16	3+757.101	7621999.747	342476.466	60	50.00	40	40	7.0
17	3+880.714	7622052.730	342636.123	60	50.00	40	40	7.0
18	4+112.078	7622264.582	342736.940	60	104.00	40	40	6.0
19	4+315.723	7622407.337	342555.947	60	120.00	64	64	5.0
20	4+778.811	7622877.756	342533.257	60	250.00	50	50	4.0
21	5+785.165	7623754.878	343014.005	60	180.00	50	50	6.0
22	6+189.292	7623852.036	343416.345	60	250.00	50	50	4.0
23	6+489.065	7624093.934	343604.836	60	350.00	0	0	4.0
24	6+871.520	7624203.352	343979.008	60	300.00	50	50	4.0
25	7+268.709	7624568.284	344169.109	60	500.00	0	0	3.0
26	8+015.819	7625284.021	344384.306	60	500.00	0	0	3.0
27	8+281.009	7625548.762	344405.523	60				

*Fuente: Valores calculados en base de fórmula*

En el planteamiento de la optimización se ha preferido considerar como peralte máximo de 8% para curvas de radio de 120m y así sucesivamente para curvas con radio superior al mencionado se cálculo con las fórmulas indicadas en párrafos más arriba.

**5.6. Planteamiento de Optimización del trazado con coordinación adecuada en el tramo en estudio.**

Para el planteamiento de la optimización del trazo en la coordinación adecuada entre la planta y el alzado se ha utilizado un programa de computación versátil como es el

Autodesk Land, tanto en planta como el perfil, realizando un análisis del diseño construido por la Unidad Ejecutora SEDECA. A través de este software se obtuvieron los siguientes parámetros detallados a continuación:

### 5.6.1. Parámetros utilizados en la optimización del trazado del tramo en estudio

Se detallan a continuación los parámetros en la optimización de trazo en estudio:

#### 5.6.1.1. Parámetros de diseño del alineamiento horizontal

Se expone primero en la cuadro N°5.27 las coordenadas de los Puntos de intersección (PI) del alineamiento horizontal optimizado.

**Cuadro N° 5.27**  
**Coordenadas de Puntos de Intersección (PI) del Alineamiento Horizontal**

Nº	PROGRESIVA	COORDENADAS		DISTANCIA (m)	DIRECCIÓN		
		NORTE	ESTE				
1	0+000	7619329.093	340596.416				
2	0+163.088	7619441.652	340714.434	163.088	N	46-21-22	E
3	0+380.280	7619633.126	340818.316	217.839	N	28-28-53	E
4	0+509.044	7619763.763	340805.620	131.252	N	05-33-03	W
5	0+682.585	7619891.217	340936.371	182.593	N	45-43-54	E
6	0+803.908	7620009.263	340974.198	123.958	N	17-46-04	E
7	1+104.600	7620267.972	341128.051	301.000	N	30-44-23	E
8	1+375.195	7620434.073	341343.493	272.038	N	52-22-07	E
9	1+796.221	7620840.115	341474.933	426.786	N	17-56-14	E
10	2+243.995	7620875.054	341941.750	468.123	N	85-43-11	E
11	2+710.629	7621124.006	342338.803	468.645	N	57-54-44	E
12	2+968.182	7621393.749	342350.181	269.983	N	02-24-55	E
13	3+116.177	7621525.137	342422.270	149.866	N	28-45-09	E
14	3+442.740	7621692.304	342706.079	329.382	N	59-30-05	E
15	3+751.353	7621991.619	342475.908	377.582	N	37-33-36	W
16	3+917.211	7622114.716	342672.495	231.947	N	57-56-47	E
17	4+086.165	7622270.758	342743.571	171.467	N	24-29-20	E
18	4+285.530	7622407.718	342555.929	232.309	N	53-52-28	W
19	4+744.247	7622877.756	342533.257	470.585	N	02-45-41	W
20	5+785.165	7623754.878	343014.005	1000.231	N	28-43-37	E
21	6+189.292	7623852.036	343416.345	413.905	N	76-25-26	E
22	6+489.065	7624093.934	343604.836	306.665	N	37-55-35	E
23	6+871.520	7624203.352	343979.008	389.842	N	73-41-59	E
24	7+268.709	7624568.284	344169.109	411.478	N	27-30-58	E
25	8+015.819	7625284.021	344384.306	747.388	N	16-44-03	E
26	8+281.009	7625548.762	344405.523	265.590	N	04-34-55	E

Fuente: Elaboración propia

A continuación en la cuadro N°5.28 se muestra el resumen de radios y longitudes de espiral de entrada y salida de cada curva horizontal.

**Cuadro N° 5.28**

***Radios y Longitudes de Transición en el Alineamiento Horizontal progresiva***

**0+000 a 8+280**

Nº	PROGRESIVA	RADIO (m)	LONG. DE TRANSICIÓN	
			ENTRADA	SALIDA
1	0+000			
2	0+163.088	220.000	40	40
3	0+380.280	120.000	50	30
4	0+509.044	129.598	30	60
5	0+682.585	248.300	60	30
6	0+803.908	263.812	30	50
7	1+104.600	300.000	40	40
8	1+375.195	300.000	40	40
9	1+796.221	120.000	50	50
10	2+243.995	180.000	50	50
11	2+710.629	140.000	50	50
12	2+968.182	200.000	50	50
13	3+116.177	192.125	50	50
14	3+442.740	120.000	30	30
15	3+751.353	120.000	30	65
16	3+917.211	120.337	65	30
17	4+086.165	123.066	35	35
18	4+285.530	170.935	64	64
19	4+744.247	250.000	50	50
20	5+785.165	180.000	50	50
21	6+189.292	250.000	50	50
22	6+489.065	350.000	0	0
23	6+871.520	300.000	50	50
24	7+268.709	500.000	0	0
25	8+015.819	500.000	0	0
26	8+281.009	500.000	0	0

*Fuente: Elaboración propia*

*Cuadro N° 5.29*

*Parámetros geométricos de las curvas horizontales*

Nº	PROGRESIVA	RADIO (m)	DESARROLLO DE CURVA (m)	ÁNGULO DE DEFLEXIÓN	FLECHA (m)	EXTERNA (m)
1	0+000					
2	0+163.088	220.000	28.634	07-27-26	0.466	3.011
3	0+380.280	120.000	31.277	14-56-02	1.018	6.114
4	0+509.044	129.598	70.996	31-23-16	4.831	14.961
5	0+682.585	248.300	76.186	17-34-48	2.916	7.972
6	0+803.908	263.812	19.728	04-17-05	0.184	1.972
7	1+104.600	300.000	73.248	13-59-22	2.233	5.651
8	1+375.195	300.000	140.282	26-47-31	8.162	14.304
9	1+796.221	120.000	91.963	43-54-33	8.702	25.605
10	2+243.995	180.000	37.359	11-53-31	0.968	6.029
11	2+710.629	140.000	85.605	35-02-03	6.492	19.032
12	2+968.182	200.000	41.935	12-00-48	1.098	5.936
13	3+116.177	192.125	53.107	15-50-16	1.832	7.693
14	3+442.740	120.000	173.285	82-44-15	29.943	61.681
15	3+751.353	120.000	152.528	72-49-36	23.429	59.807
16	3+917.211	120.337	22.77	10-50-29	0.538	6.258
17	4+086.165	123.066	133.317	62-04-06	17.616	36.234
18	4+285.530	170.935	88.489	29-39-39	5.694	19.643
19	4+744.247	250.000	87.394	05-43-46	3.809	10.178
20	5+785.165	180.000	99.844	31-46-53	6.879	17.436
21	6+189.292	250.000	117.978	27-02-19	6.927	15.245
22	6+489.065	350.000	218.527	35-46-24	16.917	17.776
23	6+871.520	300.000	191.817	36-38-04	15.201	26.508
24	7+268.709	500.000	94.089	10-46-54	2.212	2.221
25	8+015.819	500.000	106.047	12-09-08	2.809	2.825
26	8+281.009					

*Fuente: Elaboración Propia*

**5.6.1.2. Parámetros del eje en el perfil longitudinal**

Se muestran a continuación los parámetros en el perfil longitudinal optimizado de acuerdo a la cuadro N°5.30

### Cuadro N° 5.30

#### Resumen de parámetros geométricos de las curvas verticales

PVI	Station	Elevation	Grade Out	A	Curve Len	Overlap	Type	K
1	0.000	2142.216	5.241					
2	185.116	2151.917	7.000	1.759	200.000		Sag	113.682
3	1253.600	2226.711	-5.728	12.728	400.000		Crest	31.426
4	1763.366	2197.511	0.762	6.490	140.000		Sag	21.570
5	2072.430	2199.866	6.850	6.088	160.000		Sag	26.280
6	3465.219	2295.278	2.296	4.555	110.000		Crest	24.150
7	3659.783	2299.745	7.000	4.704	120.000		Sag	25.508
8	4045.356	2326.735	-6.000	13.000	200.000		Crest	15.385
9	4485.437	2300.330	-3.800	2.200	80.000		Sag	36.364
10	4885.437	2285.130	4.082	7.882	120.000		Sag	15.224
11	5200.497	2296.176	-3.613	7.696	220.000		Crest	28.588
12	5479.541	2286.093	-0.847	2.766	170.000		Sag	61.454
13	5739.162	2283.893	-6.000	5.153	100.000		Crest	19.407
14	6339.765	2247.857	5.500	11.500	180.000		Sag	15.652
15	6610.000	2262.720	-5.923	11.423	200.000		Crest	17.508
16	6953.003	2242.403	-0.500	5.423	100.000		Sag	18.439
17	7477.057	2239.783	5.582	6.082	130.000		Sag	21.376
18	8116.015	2275.447	2.823	2.758	120.000		Crest	43.507
19	8281.010	2280.106						

Fuente: Elaboración propia

#### 5.6.1.3. Parámetros de la sección transversal

Se mantiene la pendiente general de 2.5 % para la sección transversal en estudio, como está definido en el diseño final original.

#### 5.6.1.4. Peralte (Sobreelevación) en (m/m) en Secciones en Curva

El peralte (Sobreelevación) máximo de 8.00%, de acuerdo a los radios planteados en la optimización del estudio, los mismos se muestran en la cuadro 5.31.

**Cuadro N° 5.31**  
**Valores adoptados de peralte según el radio**

Nº	PROGRESIVA	RADIO (m)	PERALTE (%)
1	0+000		
2	0+163.088	220.000	6
3	0+380.280	120.000	8
4	0+509.044	129.598	8
5	0+682.585	248.300	6
6	0+803.908	263.812	6
7	1+104.600	300.000	5
8	1+375.195	300.000	5
9	1+796.221	120.000	8
10	2+243.995	180.000	7
11	2+710.629	140.000	8
12	2+968.182	200.000	7
13	3+116.177	192.125	7
14	3+442.740	120.000	8
15	3+751.353	120.000	8
16	3+917.211	120.337	8
17	4+086.165	123.066	8
18	4+285.530	170.935	7
19	4+744.247	250.000	6
20	5+785.165	180.000	7
21	6+189.292	250.000	6
22	6+489.065	350.000	5
23	6+871.520	300.000	5
24	7+268.709	500.000	0
25	8+015.819	500.000	0
26	8+281.009		

*Fuente: Elaboración propia*

El sobreancho ha sido calculado, según la expresión sugerida por el Manual y Normas para el diseño geométrico de carreteras ABC, de acuerdo a lo establecido en el diseño original.

$$SA = \frac{100}{R}$$

Donde: **SA** =Sobreancho, en metros

**R** = Radio Curva para diferentes velocidades, en metros

De los valores calculados se adoptan los sobreanchos entre 0.40 y 1.20 que se muestran en la cuadro 5.32.

**Cuadro N° 5.32**  
**Sobreancho en Curvas Horizontales**

Nº	PROGRESIVA	RADIO (m)	SOBREANCHO (m)
1	0+000		
2	0+163.088	220.000	0.5
3	0+380.280	120.000	0.8
4	0+509.044	129.598	0.8
5	0+682.585	248.300	0.4
6	0+803.908	263.812	0.4
7	1+104.600	300.000	0.0
8	1+375.195	300.000	0.0
9	1+796.221	120.000	0.8
10	2+243.995	180.000	0.6
11	2+710.629	140.000	0.7
12	2+968.182	200.000	0.5
13	3+116.177	192.125	0.5
14	3+442.740	120.000	0.8
15	3+751.353	120.000	0.8
16	3+917.211	120.337	0.8
17	4+086.165	123.066	0.8
18	4+285.530	170.935	0.6
19	4+744.247	250.000	0.4
20	5+785.165	180.000	0.6
21	6+189.292	250.000	0.4
22	6+489.065	350.000	0.0
23	6+871.520	300.000	0.0
24	7+268.709	500.000	0.0
25	8+015.819	500.000	0.0
26	8+281.009		

*Fuente: Valores calculados en base de fórmula*

### **5.7. Metodología de Análisis de la Coordinación Planta Alzado**

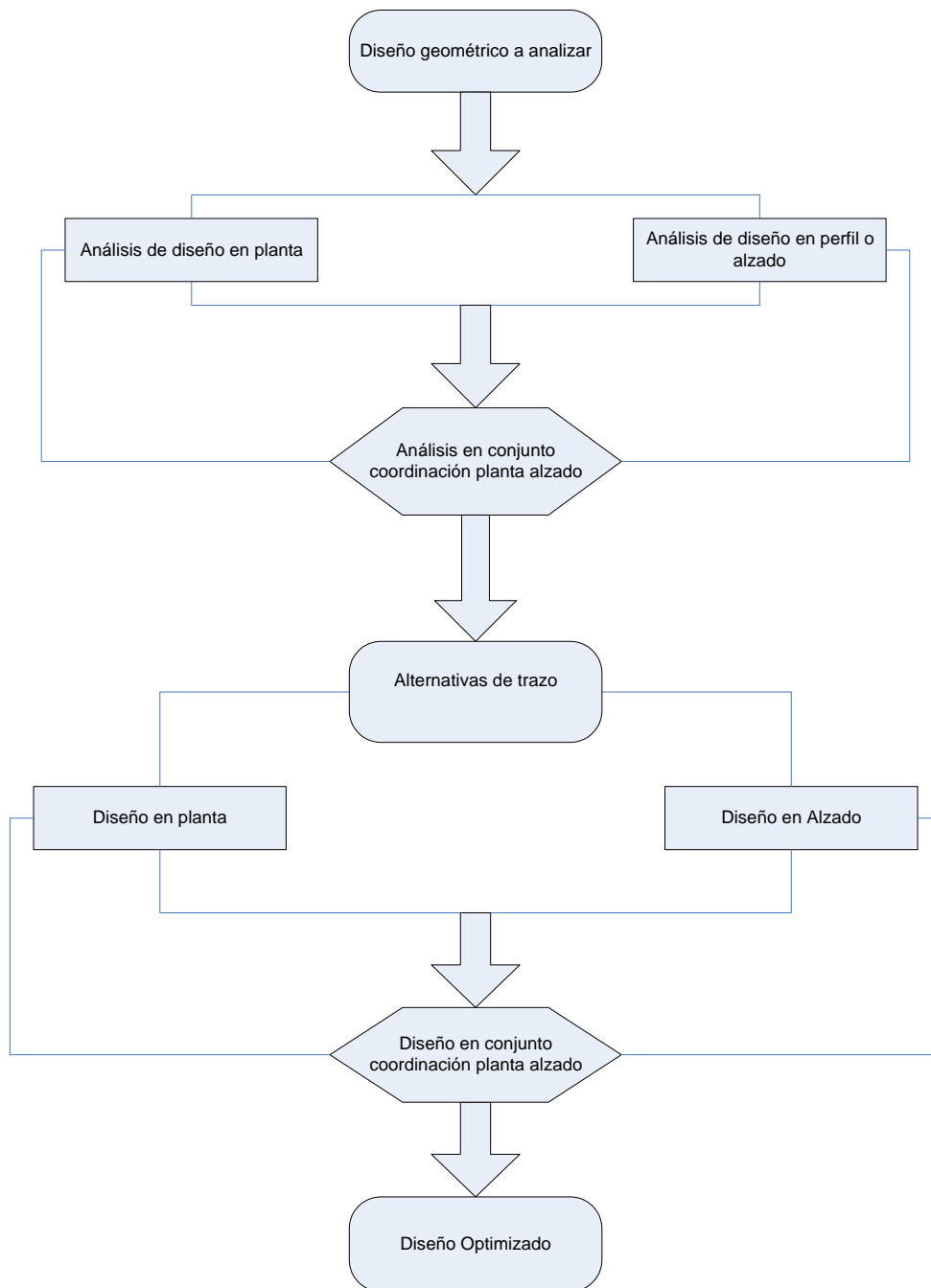
Para el análisis de la coordinación del diseño geométrico entre la planta y el alzado, la metodología sería la siguiente:

- a) Se elige el diseño a analizar, de una carretera que tenga problemas en su puesta en servicio.
- b) Se debe analizar por separado el diseño geométrico en planta.
- c) Se debe analizar por separado el diseño geométrico en alzado o perfil longitudinal.



- d) Análisis conjunto de la coordinación de la planta y alzado e identificar los defectos que pudiera tener el trazo.
- e) Proponer alternativa de trazo, mediante el diseño en planta y el alzado.
- f) Diseño conjunto en coordinación de la planta y alzado optimizado tomando en cuenta los criterios de coordinación del manual de la ABC.

De acuerdo a la metodología de estudio planteado se propone un diagrama de flujo para este tipo de monografías, el cual no es limitativo mas al contrario puede ser mejorado de acuerdo al criterio del profesional o estudiante que realice esta clase de análisis.



## CAPÍTULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1. Conclusiones y recomendaciones

Después de realizar un análisis del “estudio en la coordinación planta-alzado en Diseño de carreteras en el sub tramo Puerta del Chaco Carlazo a partir de un programa computacional” se concluye y se recomienda lo siguiente:

##### **Conclusiones:**

Para el presente estudio se concluye lo siguiente:

- Luego de realizado el estudio, se estableció una metodología de para el análisis de la coordinación del diseño geométrico entre la planta y el alzado, la misma que es la siguiente:
  - Se elige el diseño a analizar, de una carretera que tenga problemas en su puesta en servicio.
  - Se debe analizar por separado el diseño geométrico en planta.
  - Se debe analizar por separado el diseño geométrico en alzado o perfil longitudinal.
  - Análisis conjunto de la coordinación de la planta y alzado e identificar los defectos que pudiera tener el trazo.
  - Proponer alternativa de trazo, mediante el diseño en planta y el alzado.
  - Diseño conjunto en coordinación de la planta y alzado optimizado tomando en cuenta los criterios de coordinación del manual de la ABC.
- Los parámetros del proyecto Puerta del chaco Canaletas, dentro del cual se encuentra el sub tramo Puerta del Chaco Carlazo, son los siguientes:

CATEGORÍA DEL CAMINO	CARACTERÍSTICAS BÁSICAS			TOPOGRAFÍA	VELOCIDAD DE DISEÑO O DIRECTRIZ (Km./hora)	PERALTE MÁXIMO %		RADIO MÍNIMO CURVA HORIZONTAL (Metros)		PENDIENTE MÁX. EN RECTAS (1000 m.s.n.m.)	
	VOLUMEN TRAFICO DIA ( T.P.D.)	CONTROL DE ACCESOS	CALZADA Y CARRILES			deseable	absoluto	deseable	absoluto	%	%
	<b>IB</b>	<b>&gt; 1.500</b>	<b>PARCIAL</b>		<b>Calzada Simple Dos carriles</b>	<b>Llana</b>	<b>100</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>414</b>	<b>375</b>
			<b>Ondulada</b>	<b>80</b>		<b>6</b>	<b>8</b>	<b>252</b>	<b>229</b>	<b>4</b>	<b>6</b>
			<b>Montañosa</b>	<b>60</b>		<b>8</b>	<b>10</b>	<b>125</b>	<b>115</b>	<b>5</b>	<b>7</b>
			<b>Muy Montañosa</b>	<b>40</b>		<b>10</b>	<b>10</b>	<b>47</b>	<b>47</b>	<b>6</b>	<b>8</b>

Para el sub tramo: Puerta del Chaco Carlazo, se establecieron los siguientes parámetros mostrados a continuación de acuerdo a las siguientes tablas:

#### Parámetros generales del Diseño Geométrico

Topografía	Progresiva Inicio	Progresiva Final	Velocidad de Diseño (km/h)
Montañosa	00+000	8+280	60

Fuente: Carretera categoría IB de Normas de ABC

#### Parámetros de Diseño Geométrico para el Alineamiento Horizontal

Topografía	Radio mínimo (m)	Peralte Máximo (%)	Ancho de carril (m)	Ancho de berma (m)	Bombeo (%)
Montañosa	120	8	3.65	1.50 m	2.5

Fuente: Carretera categoría IB de Normas de ABC

#### Parámetros de Diseño Geométrico para el Alineamiento Vertical

Topografía	Pendiente máxima (%)	Distancia mínima de visibilidad (m)		Valor de K	
		Frenado	Paso	Curvas verticales convexas	Curvas verticales cóncavas
Montañosa	7	77	240	15	15

Fuente: Carretera categoría IB de Normas de ABC

- Se pudo analizar todos los elementos de coordinación planta-alzado de acuerdo al capítulo de aplicación práctica en el diseño geométrico del sub tramo en estudio y se observa las siguientes falencias mostradas en la siguiente tabla:

N	PROGRESIVA	COORDENADAS		VELOCIDAD (Km/hr)	RADIO (m)	LONG. DE TRANSICION		PERALTE (%)	SOBREANCHO (m)
		NORTE	ESTE			ENTRADA	SALIDA		
1	0+000	7619329.093	340596.416						
2	0+163.088	7619441.652	340714.434	60	220.00	40	40	5.0	0.4
3	0+380.283	7619633.128	340818.317	60	100.00	45	45	7.0	0.9
4	0+509.282	7619763.761	340805.618	60	100.00	45	45	7.0	0.9
5	0+684.648	7619891.217	340936.371	60	180.00	40	40	6.0	0.6
6	0+806.653	7620009.263	340974.198	60	350.00	0	0	3.0	0.4
7	1+107.312	7620267.972	341128.051	60	300.00	40	40	4.0	0.4
8	1+377.907	7620434.073	341343.493	60	300.00	40	40	4.0	0.4
9	1+798.933	7620840.115	341474.933	60	120.00	50	50	6.0	0.8
10	2+246.707	7620875.054	341941.750	60	180.00	50	50	6.0	0.6
11	2+713.342	7621124.006	342338.803	60	140.00	50	50	6.0	0.7
12	2+979.731	7621402.577	342350.553	60	120.00	50	50	6.0	0.8
13	3+134.066	7621535.408	342432.516	60	100.00	45	45	7.0	0.9
14	3+268.283	7621599.270	342552.435	60	300.00	30	30	4.0	0.4
15	3+437.135	7621714.680	342676.339	60	85.00	50	50	7.0	1.1
16	3+757.101	7621999.747	342476.466	60	50.00	40	40	7.0	1.1
17	3+880.714	7622052.730	342636.123	60	50.00	40	40	7.0	1.1
18	4+112.078	7622264.582	342736.940	60	104.00	40	40	6.0	0.8
19	4+315.723	7622407.337	342555.947	60	120.00	64	64	5.0	0.9
20	4+778.811	7622877.756	342533.257	60	250.00	50	50	4.0	0.5
21	5+785.165	7623754.878	343014.005	60	180.00	50	50	6.0	0.6
22	6+189.292	7623852.036	343416.345	60	250.00	50	50	4.0	0.4
23	6+489.065	7624093.934	343604.836	60	350.00	0	0	4.0	0.4
24	6+871.520	7624203.352	343979.008	60	300.00	50	50	4.0	0.4
25	7+268.709	7624568.284	344169.109	60	500.00	0	0	3.0	0.0
26	8+015.819	7625284.021	344384.306	60	500.00	0	0	3.0	0.0
27	8+281.009	7625548.762	344405.523	60					

- Como se puede evidenciar en la tabla los radios de curvatura del diseño construido no respeta el radio mínimo como así el peralte máximo es de 7%, por lo que se concluye que realizado la revisión y el análisis de la planta y el perfil por separado y luego en conjunto se puede evidenciar que el diseño presenta algunas falencias de forma y no cuenta con una buena coordinación en planta y perfil.

- Debido a la mala coordinación de la planta y el alzado del tramo en estudio se presentan algunos problemas que se detallan a continuación:
  - No respeta la distancia de frenado en planta y en perfil o alzado.
  - La pendiente longitudinal máxima no es respetada en el tramo de estudio.
  - mal drenaje de la carretera, por la posición de las pendientes longitudinales.
  - No respeta los valores  $k$  para curvas verticales en el diseño en alzado.
  - Presenta curvas verticales innecesarias porque la diferencia de las pendientes nos da valores inferiores a 0.5.
  - Presenta radios inferiores al radio mínimo de diseño.
  - Los peraltes adoptados en el diseño final construido, no son los adecuados para las curvas diseñadas.

La mala coordinación, hace que la carretera sea más peligrosa al no respetar los parámetros definidos en la categoría de diseño.

- Para plantear la optimización del trazo se utilizó el programa computacional Autodesk Land, con el cual se pudo obtener planos a diseño final tanto en planta como en perfil longitudinal. Los mismos se encuentran adjuntos al presente estudio. Además que se establecieron los siguientes parámetros en el diseño geométrico optimizado:

Nº	PROGRESIVA	COORDENADAS		VELOCIDAD (Km/hr)	RADIO (m)	LONG. DE TRANSICION		PERALTE (%)	SOBREANCHO (m)
		NORTE	ESTE			ENTRADA	SALIDA		
1	0+000	7619329.093	340596.416						
2	0+163.088	7619441.652	340714.434	60	220.000	40	40	6	0.5
3	0+380.280	7619633.126	340818.316	60	120.000	50	30	8	0.8
4	0+509.044	7619763.763	340805.620	60	129.598	30	60	8	0.8
5	0+682.585	7619891.217	340936.371	60	248.300	60	30	6	0.4
6	0+803.908	7620009.263	340974.198	60	263.812	30	50	6	0.4
7	1+104.600	7620267.972	341128.051	60	300.000	40	40	5	0.0
8	1+375.195	7620434.073	341343.493	60	300.000	40	40	5	0.0
9	1+796.221	7620840.115	341474.933	60	120.000	50	50	8	0.8
10	2+243.995	7620875.054	341941.750	60	180.000	50	50	7	0.6
11	2+710.629	7621124.006	342338.803	60	140.000	50	50	8	0.7
12	2+968.182	7621393.749	342350.181	60	200.000	50	50	7	0.5
13	3+116.177	7621525.137	342422.270	60	192.125	50	50	7	0.5
14	3+442.740	7621692.304	342706.079	60	120.000	30	30	8	0.8
15	3+751.353	7621991.619	342475.908	60	120.000	30	65	8	0.8
16	3+917.211	7622114.716	342672.495	60	120.337	65	30	8	0.8
17	4+086.165	7622270.758	342743.571	60	123.066	35	35	8	0.8
18	4+285.530	7622407.718	342555.929	60	170.935	64	64	7	0.6
19	4+744.247	7622877.756	342533.257	60	250.000	50	50	6	0.4
20	5+785.165	7623754.878	343014.005	60	180.000	50	50	7	0.6
21	6+189.292	7623852.036	343416.345	60	250.000	50	50	6	0.4
22	6+489.065	7624093.934	343604.836	60	350.000	0	0	5	0.0
23	6+871.520	7624203.352	343979.008	60	300.000	50	50	5	0.0
24	7+268.709	7624568.284	344169.109	60	500.000	0	0	0	0.0
25	8+015.819	7625284.021	344384.306	60	500.000	0	0	0	0.0
26	8+281.009	7625548.762	344405.523	60					

Como se puede evidenciar los radios de curvatura mínimos se establecieron en 120m, cosa que no se cumplió en el diseño construido.

- El estudio ha permitido confirmar que existe una relación planta – alzado cuya coordinación en muchos casos no es tomada en cuenta la momento de hacer el diseño, provocando en la puesta en servicio de la carretera puntos críticos geométricos que podían haberse solucionado en el momento del diseño.
- Cuanto más crítica la topografía se demuestra que mayor pueden ser los puntos faltos de coordinación en el diseño de la carretera, el análisis realizado en la aplicación práctica nos permite concluir que dependiendo de la topografía del terreno que en lugares planos es

menos probable una falta de coordinación planta – alzado, mas al contrario cuando existe una topografía accidentada que da lugar a mayor cantidad de curvas horizontales y verticales, mayor la probabilidad a efectuar una falta de coordinación planta – alzado.

- La aplicación práctica nos permite concluir que existe la posibilidad de mejorar la coordinación planta – alzado a partir de un ajuste al diseño geométrico, sin embargo no es este el fin correcto, lo que queremos demostrar que los diseños geométricos en su etapa de diseño deben contemplar la coordinación planta – alzado.
- La aplicación de programas computacionales son herramientas muy poderosas que pueden coadyuvar al objetivo de diseñar con una mejor coordinación planta – alzado, cada vez los programas tienen mayores opciones y de ellos el manejo en tres dimensiones nos permite visualizar a la carretera en forma tridimensional y establecer claramente su relación de coordinación planta – alzado.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda que se tome en cuenta el drenaje para el diseño de carreteras ya que es un factor muy importante para la vida útil de la misma.
- Se recomienda al Ingeniero especialista en diseño geométrico que para realizar un diseño geométrico se lo realice haciendo una buena coordinación de la planta y el alzado para evitar problemas posteriores a la construcción y fundamentalmente se lo realice en base a criterios fruto de experiencia de lo diseñado con los construido y siguiendo el manual de diseño geométrico de la Administradora Boliviana de Carreteras.