



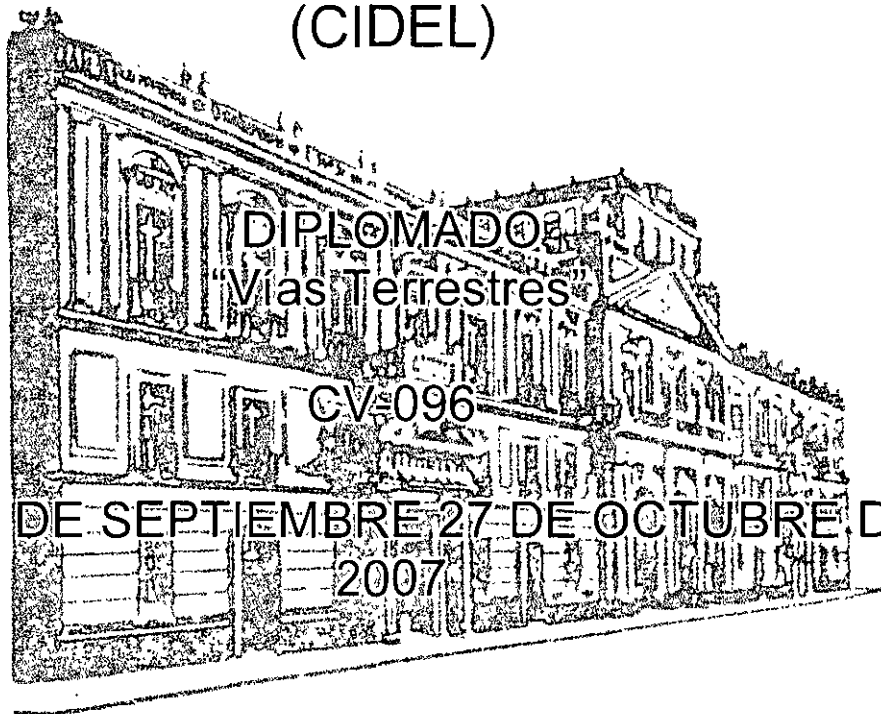
FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



Centro de Investigación y Desarrollo
de Educación en Línea



CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)



DEL 24 DE SEPTIEMBRE 27 DE OCTUBRE DEL
2007

Instructores:

Ing. Gilberto Hernández y Espinoza
Ing. Fernando Romero Magaña
Ing. Enrique Dahlhaus Parkman
Ing. Ignacio Hernández Quinto
Ing. Gabriel Gutierrez Rocha

EL ABC DE LOS PROYECTOS DE CARRETERAS

El trabajo presenta el marco metodológico y práctico para el análisis de los beneficios y los costos económicos de un proyecto de **sustitución** de carreteras

El enfoque corresponde al de la eficiencia económica en la asignación de recursos escasos y no considera aspectos distributivos de índole regional, entre pobres y ricos, o entre inversión y consumo

INTRODUCCIÓN

El objetivo de la evaluación económica se entiende como el de determinar el aporte neto del proyecto a la economía nacional en su conjunto

La zona de influencia del proyecto es el área geoeconómica afectada de manera directa e indirecta por la construcción y la operación de la nueva carretera

Se supone que:

- El proyecto integra un centro de producción agropecuaria al resto del país de manera más adecuada y confiable que el camino existente
- No existen otros modos de transporte más económicos (ferrocarril, vías fluviales y marítimas, aviones, etcétera) que la carretera propuesta

Los proyectos analizados corresponderán a la sustitución de una carretera **S** por otra **C** en mejor estado, sirviendo ambas a los mismos centros de población

Lo anterior significa que existe un tránsito actual de vehículos. Si no se construye **C**, el tránsito por la carretera **S** aumentará con una tasa de crecimiento dada, la cual sin duda será diferente si se lleva a cabo el proyecto

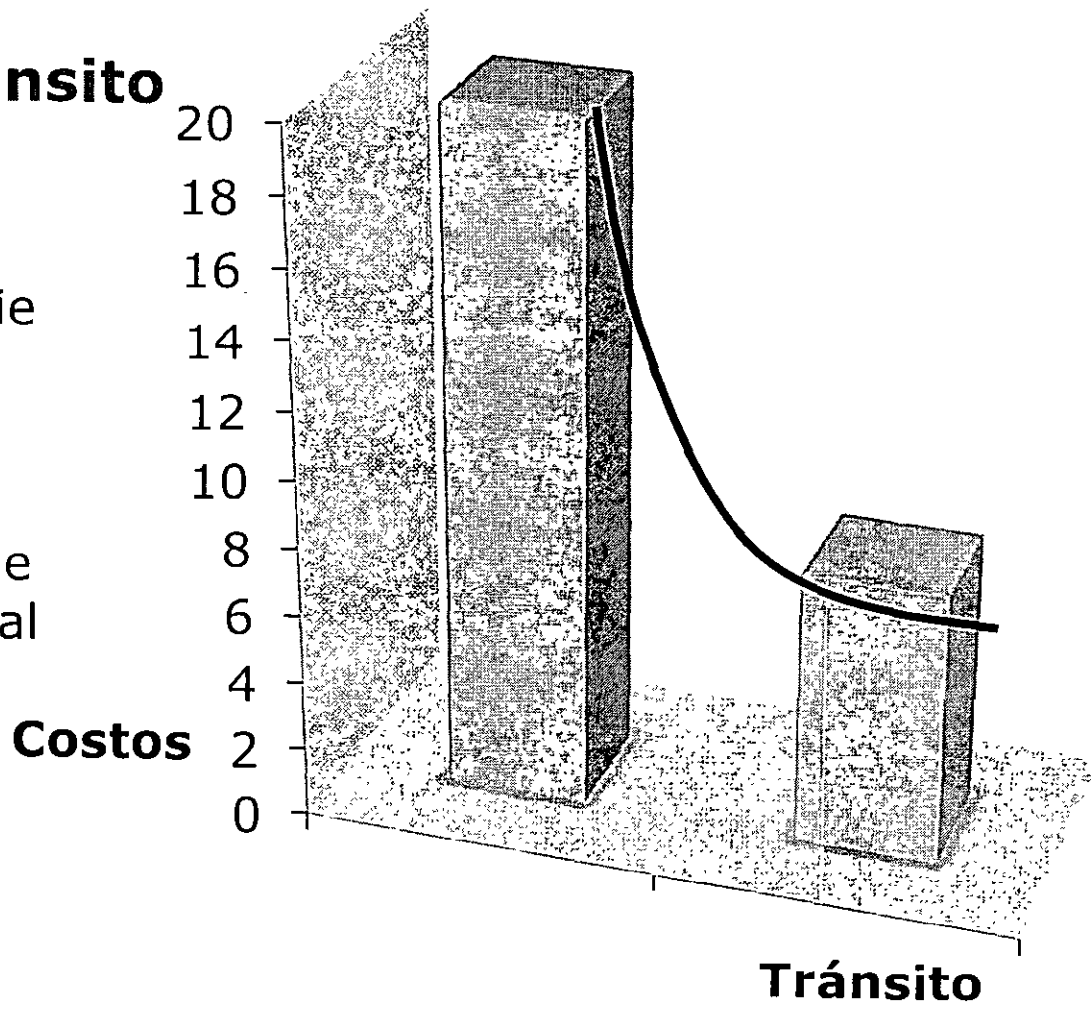
Por lo general para la evaluación de proyectos distinguiremos tres componentes del tránsito:

- El tránsito normal
- El tránsito desviado
- El inducido

El tránsito inducido es aquel que no se hubiera presentado sin el proyecto, ya que, como los costos de operación vehicular en **S (CO_S)** son mayores que los correspondientes a **C (CO_C)** habrá, un aumento en la demanda de servicios de transporte de **T_S** a **T_C**

Demanda del Tránsito

- ▣ Costos con proyecto, correspondientes al Tránsito Inducido
- ▣ Costos sin proyecto, correspondientes al Tránsito Normal

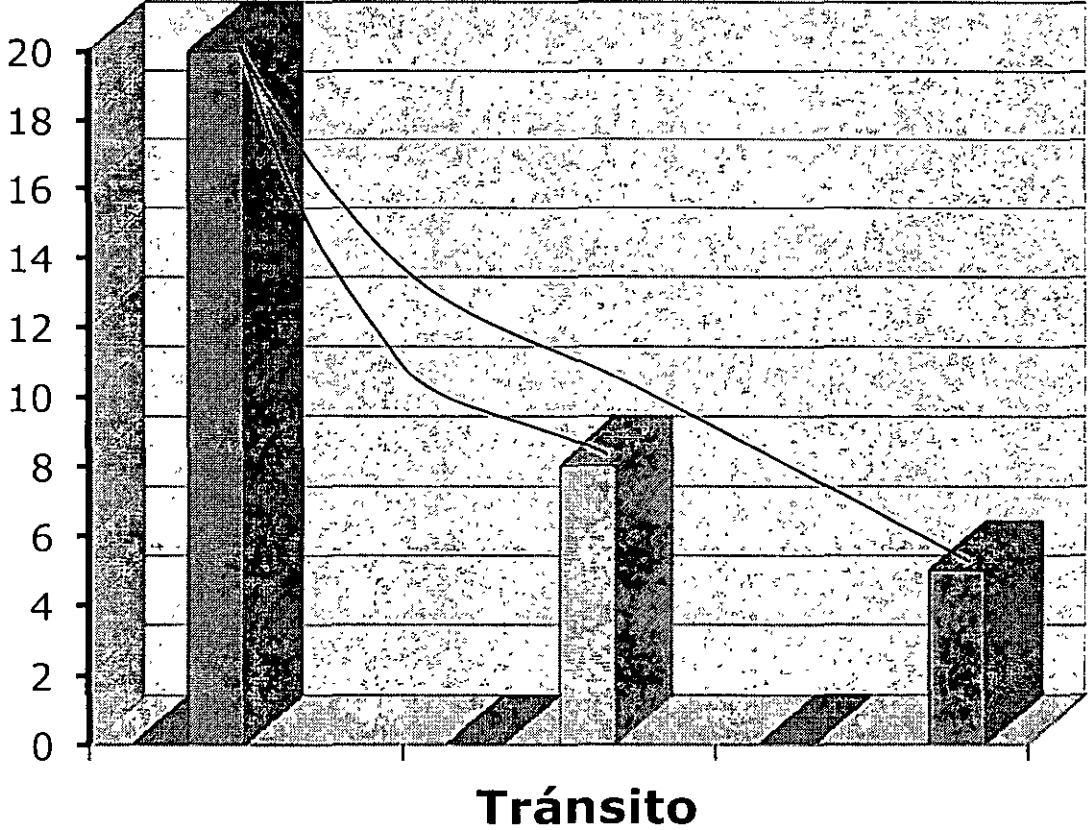


El tránsito desviado corresponde a aquel existente en otras vías de comunicación (camino alternativo, ríos, aviones y ferrocarril), el cual se transfiere a la nueva carretera por efecto de la reducción en los costos de operación

Demanda del Tránsito

- Costos sin proyecto, correspondientes al Tránsito Normal
- Costos con proyecto, correspondiente al Tránsito Inducido
- Costos con proyecto, correspondientes al Tránsito Desviado

Costos



La evaluación de los beneficios se puede dividir en dos:

- Determinar el nivel de tránsito futuro y
- Valorar los beneficios

Una vez estimados los beneficios del proyecto, se procede a la estimación de los costos del mismo

Con los beneficios y costos obtenidos se modifican las componentes del diseño inicial, preparando diferentes alternativas de proyecto, con el propósito de seleccionar la más óptima, ya que cada alternativa tendrá diferentes niveles de beneficios y costos

La alternativa óptima será la que presente el Valor Presente Neto mayor

DEMANDA HISTÓRICA

Se deberá contar con bases de datos del tránsito de cuando menos siete años, así como con estudios de Origen y Destino de la zona de influencia del proyecto

Para pronosticar el tránsito, es necesario eliminar aquel tránsito urbano y suburbano, mismo que no recibirá ningún beneficio adicional por el proyecto y que utilizará un mínimo de la carretera

De los estudios de Origen y Destino, se procurará que éstos sean representativos del carácter de la carretera, ya sea ésta:

- Agrícola (correspondiente a las épocas de cosecha y siembra)
- Turística (turismo normal y de mayor afluencia)
- Laboral y de intercomunicación nacional

Pronósticos de Demanda

El TDPA de los automóviles y autobuses está relacionado, entre otras variables, con:

- El ingreso de los usuarios
- Sus preferencias
- La infraestructura y lugares turísticos y de servicios, con relación a otras localidades
- Los costos del transporte

El TDPA de los camiones está relacionado con:

- Las necesidades de insumos y los volúmenes de producción comercializada fuera de la zona de influencia del proyecto
- El ingreso neto por carga transportada
- El costo del transporte

- Las probabilidades de pérdidas de la carga transportada por motivo de interrupciones, demoras, rugosidad del camino, etcétera

Aunado a lo anterior y con los datos históricos determinaremos las funciones de demanda por tipo de vehículo

Algunas variables básicas

Variable	Descripción	Finalidad
Tipo y edad del vehículo	Automóvil	♦ Composición del tránsito
	Utilitario	♦ Costos de operación y mantenimiento
	Autobús	
	Camión	
Motivo del viaje	Trabajo	Ahorro en tiempo
	Recreación	
Ocupación principal		Ingreso promedio

Algunas variables básicas

Variable	Descripción	Finalidad
Propiedad	Servicio público o privado	Costos de operación
		Ahorro en tiempo de viaje
Origen y Destino del viaje	Origen Parada Destino Tiempo Velocidad promedio de recorrido	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Pronóstico de la demanda ◆ Costos de operación ◆ Ahorro en tiempo de viaje

El valor agregado en la zona de influencia del proyecto generalmente esta relacionado – entre otras variables – con los precios, los costos de explotación y las características y los costos de uso de las vías de comunicación disponibles.

En efecto, si el camino actual es lento para recorrerse por estar sujeto a interrupciones, tener un alineamiento accidentado y una superficie de rodadura deformada (alta rugosidad y baches), el tipo de carga que conviene enviar es la que dichas condiciones del recorrido no afectan a tal grado que resulte una deseconomía al usuario del transporte; esto es, **carga cuyo beneficio neto sea suficiente para cubrir su costo de transporte**, costo generalmente mayores cuanto peores sean las condiciones del camino

Con base en lo anterior se desarrollan las funciones de producción y de demanda, lo que nos permitirá estimar la demanda del transporte de carga **con** y **sin** proyecto

Es importante definir *a priori* las variables de costos de transporte, puesto que los pronósticos del TDPA para los diferentes tipos de vehículo dependen de dichos costos

- En principio, se forma la serie histórica del TDPA
- Segundo, se estiman los costos del transporte **sin** el proyecto
- Tercero, se construyen las funciones de producción y de ingreso *per capita*
- Cuarto, se construyen la funciones de demanda

- Quinto, se estiman los costos del transporte con el proyecto
- Sexto, se elaboran los pronósticos de las variables independientes de las funciones de producción y de ingreso *per capita* para las situaciones **con** y **sin** el proyecto
- Finalmente, se estima el TDPA para las situaciones **con** y **sin** proyecto para el horizonte de planeación

Los costos de transporte son diferentes en concepto y magnitud para cada tipo de vehículo, así los costos de los automóviles corresponden a sus costos de operación; los de los autobuses, a las tarifas de pasaje; los de los camiones, a las tarifas de carga cuando son públicos y a los costos de operación cuando son privados

Beneficios

Existen cuatro tipos de beneficios que pueden considerarse:

1. Ahorros en los costos de operación de los vehículos
2. Beneficios del tránsito inducido
3. Ahorros en los tiempos de los pasajeros
4. Ahorros de gastos en el camino existente

A continuación describiremos estos cuatro puntos:

1. Ahorros en los costos de operación

Se refieren al ahorro en los costos de operación vehicular del tránsito normal o existente con la construcción de la nueva carretera

El procedimiento de cálculo parte de la estimación de los costos de operación año con año para el TDPA estimado para ambos casos **con** y **sin** proyecto y para cada tipo de vehículo

En términos generales los costos de operación dependen de las siguientes variables físicas:

- La velocidad promedio de viaje y el número de paradas obligatorias en el camino
- La longitud del mismo
- Su pendiente
- Su curvatura
- El tipo de superficie

Una vez determinados los costos promedio de operación por tipo de vehículo, se calculan los ahorros permitidos por el proyecto para el nivel de tránsito previsto de no hacerse la carretera

El cálculo de los beneficios para el tránsito desviado parte del mismo principio que el relativo al normal o existente; esto es, estimar los ahorros resultado de la construcción de la nueva carretera

El problema es calcular los costos de operación del tránsito desviado en las vías alternas (otros caminos, avión, tren, barco, etc.) y compararlos con los costos de operación del proyecto

2. *Beneficios del tránsito inducido*

- En la carga. Una carretera nueva estimula una mayor demanda de transporte que antes no resultaba económica por los altos costos provocados por el camino antiguo

Diapositiva 31

BSL12 Unificar cursiva con la numeración anterior (1)
Belem Santamaria León, 21/08/2007

En efecto, el camino en malas condiciones desestimula el envío de cargas, ya que el precio de la misma no alcanza a cubrir los altos costos del transporte; hay menguas en las cargas delicadas debido a lo accidentado del camino y a la superficie de rodadura deformada, y por último, las posibles pérdidas en mercancías perecederas por interrupciones al tránsito debidas a derrumbes, inundaciones, vehículos descompuestos o accidentados

Con el proyecto se podrá permitir un volumen adicional de carga motivado por los menores costos del transporte, incluyendo las mejores condiciones de recorrido

- En los pasajeros. Con base en los estudios de Origen y Destino se estima lo que vendrá a ser la demanda de pasaje inducida por el proyecto, lo cual nos arroja dos curvas de demanda, una para el camino actual que representa los pasajeros cautivos del mismo y otra para los pasajeros correspondientes al proyecto

Con el proyecto habrá tránsito inducido por efecto de:

- 1) Reducción en los costos de operación
- 2) Reducción relativa en las tarifas reales de los autobuses
- 3) Ahorros en los tiempos de recorrido y mejoría en los mismos

3. Ahorros en el tiempo de recorrido

El principio rector en la estimación de los beneficios por ahorros en costos de operación vehicular es calcular el ahorro en recursos como consecuencia del proyecto. En efecto, el usuario capta dichos beneficios como excedente

El cálculo de los ahorros en tiempo de recorrido se refiere, para el caso de los automóviles, al conductor y sus acompañantes adultos, para el caso de los autobuses, únicamente a los pasajeros adultos; en este caso se supone que el personal de conducción recibe un sueldo por la intensidad y duración de su trabajo

A su vez, estos ahorros sólo se refieren a aquellos pasajeros cuyo propósito de viaje es el trabajo

4. *Ahorros de gastos en el camino existente*

Los costos de reparación y mantenimiento tienen un componente fijo y otro variable

El costo fijo depende del tipo de carretera y de sus condiciones físicas y ambientales; el costo variable del tránsito promedio

El componente fijo de los costos de mantenimiento comprende labores de limpieza, emparejamiento de taludes, reparación de puentes y alcantarillas, remoción de derrumbes, señalamiento horizontal y vertical, etcétera

El componente variable de los costos de mantenimiento incluye todos aquellos trabajos relacionados con el nivel del tránsito como son el bacheo, los riegos de sello y por ende, el señalamiento horizontal etcétera

El analista requiere:

Primero. Corregir los costos financieros producto de los registros contables y de ingeniería

Segundo. relacionar los costos variables con los datos del TDPA para construir funciones de costo

Con esto y de acuerdo a los pronósticos de demanda en el camino existente, se procede a estimar dichos costos durante el periodo de vida económica del proyecto

Costos del Proyecto

La selección del diseño óptimo depende del siguiente principio rector: "si el incremento de los beneficios actualizados es mayor que el aumento en los costos, pasar a la siguiente variable de diseño y seleccionar aquella cuyo diseño inmediato superior genera un beneficio inferior al costo incremental"

La herramienta a utilizar en esta optimización es la TIRD (Tasa Interna de Retorno de las Diferencias), que es la tasa de descuento que hace nulas las diferencias entre los flujos de los diseños alternativos

$$0 = \sum_{t=0}^n \frac{(B^2_S - B^2_C) - (C^2_S - C^2_C)}{(1 + TIRD)^t}$$

De tal manera que se puede encontrar la relación entre los beneficios y los costos para seleccionar el mejor diseño de acuerdo con nuestra función objetivo

Evaluación de beneficios y Costos del Proyecto

Los indicadores más utilizados son la TIR y el VNP. Una vez calculados los indicadores económicos del proyecto, y resultando éstos favorables, conviene hacer un estudio de sensibilidad con respecto a las características más relevantes del proyecto

1. Sensibilidad a la demanda

Frecuentemente los pronósticos de demanda están sujetos a grandes incertidumbres, las cuales aumentan mientras menos información se tenga y mayor sea el horizonte de planeación. Como ejemplo, el proceso de predicción de los niveles del tránsito se basa en el supuesto de permanencia estructural; esto es, "lo que ha sucedido en el pasado es probable que suceda en el futuro"

2. Sensibilidad de los Costos

El analista requiere conocer las incertidumbres que afectan los costos del proyecto y estimar cuál podría ser la variación de los indicadores económicos del mismo. Esto permite conocer su sensibilidad a variaciones en los precios de los insumos principales, en su diseño y en sus costos de mantenimiento

3. Sensibilidad de los beneficios

Los parámetros usados en el cálculo de los beneficios del proyecto están sujetos a incertidumbre, no basta con aumentar y/o disminuir los beneficios por un porcentaje dado, sino aislar cada parámetro (costo de combustible, lubricantes, llantas, etc.) y variarlo. Esto permite visualizar la bondad del proyecto

Conclusiones y Recomendaciones

La evaluación de un proyecto de sustitución de una carretera por otra plantea problemas interesantes para el análisis económico. Los más relevantes se refieren a las estimaciones de la demanda de transporte **con** y **sin** el proyecto y la optimización de las características del mismo

La estimación de los beneficios del proyecto tiene su mayor dificultad en el cálculo de los beneficios adicionales del proyecto y en la determinación de si existen beneficios razonables por ahorros en tiempo de los pasajeros

Finalmente, se recomienda que el proyecto incluya una verificación sobre la calidad óptima del mismo

Adivinanza Matemática

Soy y seré a todos definible
Mi nombre tengo que daros
Cociente diametral siempre inmedible
Soy de los redondos aros

¿Quién soy?

Solución

Soy y seré a todos definible

3, 1 4 1 5 9

Mi nombre tengo que daros

2 6 5 3 5

Cociente diametral siempre inmedible

8 9 7 9

Soy de los redondos aros

3 2 3 8 4

PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS

1. CLASIFICACIÓN DE LOS CAMINOS Y SU FUNCIÓN

1.1 Sistemas carreteros y su clasificación

Clasificación administrativa

Clasificación por nomenclatura

Clasificación de las carreteras según su función

Clasificación normativa

1.2 Diferentes tipos de carreteras

Caminos de dos o más carriles por sentido de circulación

Caminos de dos carriles, uno por sentido de circulación

Caminos de un solo carril para ambos sentidos de circulación

2. CRITERIOS Y CONTROLES DE PROYECTO

2.1 El usuario

2.2 El conductor

2.3 El peatón

2.4 El pasajero

2.5 El tránsito

2.6 Clasificación del flujo vehicular

2.7 Vehículo de proyecto

Características operacionales de los vehículos en el proyecto

Geométrico de carreteras

Algoritmo para calcular el ancho de calzada en curva

Características estática

Cinemática del vehículo

Movimiento uniformemente acelerado

Movimiento con aceleración no uniforme

Dinámica de los vehículos

Frenado.

Resistencia al movimiento y requerimientos de fuerza

Resistencia al rodamiento

Resistencia al aire

Resistencia a la pendiente

Resistencia a la curvatura

Resistencia a la inercia

Caballos de fuerza, HP

Relación peso / potencia
Rendimientos de la aceleración
Máximas tasas de aceleración
Importancia de la aceleración en el cálculo de la distancia de visibilidad de rebase

2.8 El Camino

Elementos básicos
Carril de circulación
Acotamientos
Sección transversal
Pendiente del pavimento
Hombros
Ancho de carriles
Guarniciones

2.9 La velocidad

Velocidad de proyecto
Velocidad de punto
Velocidad de marcha
Velocidad de operación
Niveles de servicio
Control de accesos
Volumen de servicios vs Volumen de proyecto
Medidas de congestión
Relación entre la razón del flujo de tránsito y la congestión
Niveles aceptables de servicio
Principios para establecer niveles aceptables de servicio
Valores índices para proyecto
Autopistas y carreteras multicarril
Otros factores, además del volumen de tránsito que afectan las condiciones de operación

3. ELEMENTOS PARA PROYECTO

Proyecto Geométrico
Tipos de Terreno

3.1. Distancias de Visibilidad

Distancia de Visibilidad de Parada
Distancia de Visibilidad de Rebasamiento
Distancia de Visibilidad de Encuentro

3.2. Alineamiento Horizontal

Generalidades
Tangentes
Curvas Circulares
Curvas Espirales de transición
Sobre elevación
Coeficiente de Fricción transversal
Grado Máximo de Curvatura

3.3. Alineación Vertical

Definición
Tangentes Verticales
Pendiente Gobernadora
Pendiente Máxima
Pendiente Mínima
Longitud crítica en pendientes del alineamiento vertical
Curvas Verticales

3.4. Sección Transversal

Definición
Elementos que la integran
Corona
Subcorona
Cunetas
Contra cunetas
Talud
Partes complementarias
Derecho de Vía

4. PROYECTO GEOMÉTRICO

4.1. Metodología para Proyecto

Planta General
Planta Constructiva
Planta de Gálibos
Perfiles
Secciones de Construcción
Planta de Derecho de Vía
Planta de señalamiento
Planta de señalamiento de protección de obra

4.2. Recomendaciones para el Proyecto

4.3. Rampas de Emergencia

Tipos de Rampas
Consideraciones de proyecto

4.4. Proyecto de Intersecciones

Tipos de Intersecciones
Maniobras de los vehículos en las intersecciones
Maniobras de convergencia
Maniobras de cruce
Número y tipos de conflictos
Frecuencia de conflictos
Área de maniobras
Áreas de maniobras simples
Entrecruzamiento
Área de maniobra compuestas
Separación de las áreas de maniobras
Geometría de los cruces y vueltas
Disposición de las áreas de maniobra
Elementos para el proyecto de una intersección
Curvas en intersección
Aberturas en la faja separada central
Carriles en la faja separadora central
Relaciones velocidad curvatura
Curvas de transición
Ancho de la calzada en los enlaces
Carriles de cambio de velocidad
Sobreelevación para las curvas en entronques
Isletas
Dispositivos para el control del tránsito
Entronques a nivel
Alineamientos de los entronques
Diseños para disminuir o evitar maniobras erróneas
Tipos de entronques a nivel
Glorietas
Entronques a desnivel
Factores por considerar en la justificación de entronques a desnivel
Tipos de entronques a desnivel
Accesos a un entronque a desnivel
Rampas
Proyecto del alineamiento vertical
Pasos

4.5. Proyecto de la subrasante

4.6 Movimiento de tierras

1. CLASIFICACIÓN DE LOS CAMINOS Y SU FUNCIÓN

1.1 Sistemas carreteros y su clasificación

La República Mexicana está comunicada por 318,723.93 kilómetros de carreteras, de los cuales 103,021.66 son vías libres; 6,249.11 son de cuota; 157,037.16 son caminos rurales, y 52,416.00 son brechas, mismas que conforman una red de comunicación integral al permitir el libre tránsito en todo el país.

La clasificación de carreteras tiene como objetivo principal agrupar éstas de acuerdo con sus características físicas y sus funciones, e integrarlas en redes o esquemas que satisfagan necesidades o propósitos, ya sea de comunicación o de transporte, a fin de facilitar las acciones de planear, proyectar, construir, modernizar, y conservar y operar todo el sistema carretero. Como adición puede señalarse que la clasificación de las vías de comunicación de los diferentes sistemas operacionales, clases funcionales o tipos geométricos resulta necesaria para la logística entre los ingenieros, administradores y público en general.

Clasificación administrativa

La clasificación administrativa (**red federal, red estatal y red rural**), se utiliza para denotar los diferentes niveles de responsabilidades gubernamentales, así como el financiamiento, modernización y conservación de las mismas.

Esta clasificación, también se basa en las características geométricas y sus niveles de servicio y es de mucha ayuda para propósitos de diseño (**autopistas, carreteras multicarril, carreteras de dos carriles, carreteras rurales**).

Clasificación por nomenclatura

La clasificación por número de ruta es de gran utilidad para la administración e identificación de las carreteras (rutas federales, **MEX45**; rutas estatales **ZAC18**; y rutas rurales **AGS15**).

Respecto a la nomenclatura de rutas, ésta consiste en asignar un número al itinerario que une dos puntos geográficos de la República, pudiendo ser entre otros: capitales estatales; puertos marítimos; puertos fronterizos, y zonas turísticas e industriales. Está conformada por un conjunto de vías, que siguen una trayectoria determinada; de tal manera que una ruta es el itinerario entre dos puntos, y se identifica alfanuméricamente.

La identificación alfanumérica consiste de seis caracteres: tres alfabéticos y tres numéricos; los alfabéticos designan si la ruta es federal o estatal, por lo que los caracteres correspondientes a las rutas federales son la apócope de México "**MEX**", y los aplicables a los estados la apócope de que se trate, según la entidad a la que pertenezcan, siendo las excepciones Chiapas "**CHIS**", Quintana Roo

“QROO” y Michoacán “MICH” con cuatro letras; el número se dará según la orientación general que tenga con respecto a su ubicación geográfica; de tal manera que los que vayan en sentido norte-sur, sus números serán nones y los que tengan dirección este-oeste tendrán números pares; un ejemplo es la ruta MEX15 que va de la Ciudad de México, a Nogales en Sonora, y que está conformada por varias carreteras, entre ellas la México – Toluca.

Clasificación de las carreteras según su función

Las carreteras, por su importancia regional se pueden clasificar en **Red troncal** (primaria), **Red alimentadora** (secundaria), y **Red colectora** (terciaria); la clasificación se basa en el servicio regional que proporcionan, y se desarrolló con propósitos de planeación, como una parte integral del crecimiento económico y social de cualquier país; la fig. 1 muestra la relación que hay entre el tipo de red y su movilidad en volumen e itinerario

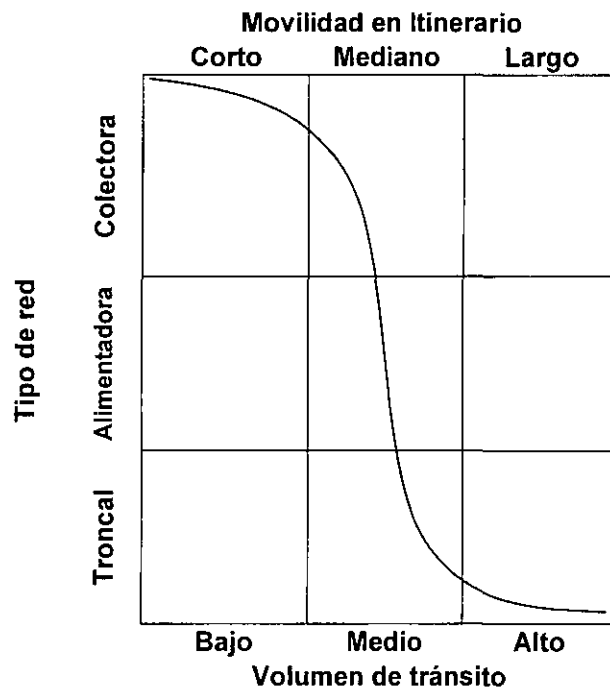


Fig. 1. Relación entre la clasificación de las carreteras y su movilidad

La red troncal o primaria, es la principal comunicación terrestre del país, sirviendo de corredor interestatal, conectando a todas las capitales estatales, así como a las más importantes poblaciones del país.

La red alimentadora o secundaria vincula ciudades y poblaciones importantes, incluidas zonas turísticas, zonas industriales y agrícolas, vinculando el tránsito con la red troncal o primaria. La red colectora o terciaria son rutas y carreteras que sirven a las poblaciones rurales más pequeñas y ubicadas en zonas geográficas apartadas de los grandes centros poblacionales o de producción.

Clasificación normativa

Esta clasificación también puede considerarse como técnica, ya que se respalda en las características geométricas de las carreteras a partir de datos básicos para proyecto geométrico, como son entre otros, el volumen horario de proyecto; el vehículo de proyecto; el nivel de servicio esperado en el horizonte de proyecto; velocidades de proyecto, distancias de visibilidad de parada, de rebase o de encuentro según sea el caso; esta clasificación se describe a continuación.

Carretera tipo	Número de carriles	Control de accesos	Denominación geométrica	Principal medida de efectividad	Sección transversal
ET	Dos o más por sentido	Total	Autopista	Niveles de servicio en zonas de entrecruzamiento y tramos específicos o genéricos de la autopista	Un cuerpo separado por barrera de concreto central, o dos divididos por una faja separadora central o dos cuerpos separados
A4	Dos por sentido	Total o parcial	Autopista o carretera multicarril	Niveles de servicio en zonas de entrecruzamiento y tramos específicos o genéricos de la autopista o de la carretera multicarril	Un cuerpo separado por barrera de concreto central o dos divididos por una faja separadora central o dos cuerpos separados
B4	Dos por sentido	Parcial	Carretera multicarril	Niveles de servicio en zonas de entrecruzamiento y tramos específicos o genéricos	Un cuerpo separado por marcas en el pavimento o dos cuerpos divididos por una faja separadora central
A2	Uno por sentido	Parcial	Carretera de dos carriles	Niveles de servicio en tramos específicos o genéricos de la carretera	Un cuerpo
B2	Uno por sentido	Parcial	Carretera de dos carriles	Niveles de servicio en tramos específicos o genéricos de la carretera	Un cuerpo
C	Uno por sentido	Parcial o sin control	Carretera de dos carriles	Niveles de servicio en tramos específicos o genéricos de la carretera	Un cuerpo
D	Uno para ambos sentidos de circulación	Sin control	Camino rural	Probabilidad de encuentro y distancia entre libraderos. No aplican Niveles de servicio	Un cuerpo

Para diseñar un sistema vial es necesario conocer, de un viaje representativo los seis movimientos básicos, los cuales representan los movimientos más importantes, y son: la colección del volumen de tránsito; la transición o

alimentación; el movimiento principal o viaje; la distribución; el acceso; y la terminación del viaje; por ejemplo, en un viaje hipotético utilizando una autopista, en donde el movimiento principal es ininterrumpido y con altas velocidades; al aproximarnos a los destinos desde la autopista, los vehículos reducen su velocidad sobre las rampas de la misma, las cuales actúan como transiciones; luego, los vehículos ingresan a velocidades moderadas a las arterias alimentadoras, y después a las calles locales (infraestructura de distribución vehicular), las cuales brindan su distribución en el área de destino, llegando a las arterias locales, terminando su destino en un lugar apropiado de estacionamiento.

En estos seis pasos de un viaje típico es necesario para el diseño de las carreteras, manejar por separado los volúmenes de tránsito y sus tasas de crecimiento; el horizonte de proyecto; el nivel de servicio esperado; las especificaciones de proyecto; el vehículo de proyecto; así como las diferentes distancias de visibilidad; todos estos elementos para cada función específica en cada tipo de movimiento descrito con anterioridad.

De lo antes visto, la clasificación que nos interesará en este curso es la normativa, y de ella daremos sus datos básicos para cada tipo de camino con el fin último de poder proyectar un camino, sea cual fuere su clasificación.

1.2 Diferentes tipos de carreteras

Caminos de dos o más carriles por sentido de circulación

Estos caminos presentan ventajas técnicas sobre los anteriormente descritos, ya que rebasar a los demás vehículos se lleva a cabo sin necesidad de invadir el carril contrario, por lo cual sus niveles de servicio se incrementan considerablemente; pueden estar divididos por medio de una barrera física, por marcas en el pavimento, o incluso ser de cuerpos separados. Muchos de estos pudieran ser autopistas.

a) Tipo ET

Estos caminos son ejes de transporte, y como tal se caracterizan por ser autopistas; están divididos por una faja separadora central o una barrera de concreto; sus carriles de circulación son de 3.65 m, acotamientos exteriores de 2.50 m como mínimo, y acotamientos interiores de un metro; sus velocidades de proyecto están entre los 80 y los 110 km/h, con un grado máximo de curvatura de 5.5°; por sus características geométricas permiten el tránsito de todos los vehículos autorizados en el reglamento de pesos y dimensiones.

b) Tipo A4

Estos caminos cuentan como mínimo con faja separadora central, carriles de 3.50 m, acotamientos exteriores mínimos de 2.50 m e interiores de un metro; pudieran ser de cuerpos separados y de cuatro o más carriles de circulación; son autopistas y sus velocidades de proyecto están en el rango

de los 80 a los 110 km/h, por lo que su grado máximo de curvatura es de 5.5°.

c) Tipo B4

Estas carreteras pueden estar divididas por una faja separadora central, o simplemente con marcas en el pavimento; no son autopistas, sus carriles de circulación son como mínimo de 3.50 m; los acotamientos exteriores tienen un ancho mínimo de un metro; cuando están separados los sentidos de circulación por una barrera central, su acotamiento interior es de un metro, y cuando están separados por marcas en el pavimento, no existe acotamiento interior; sus velocidades de proyecto fluctúan entre los 60 y los 110 km/h, con un grado máximo de curvatura de 11°.

Caminos de dos carriles; uno por sentido de circulación

Los caminos de dos carriles; uno por sentido de circulación, son de un sólo cuerpo, con acotamientos o sin ellos, y se tipifican en:

a) Tipo A2

Son aquellos con anchos de calzada mínima de 7.00 m y acotamientos mínimos de 2.50 m, con velocidades de proyecto entre 70 y 110 km/h, con un grado máximo de curvatura de 7.5°.

b) Tipo B2

Al igual que las carreteras tipo A2, tienen anchos de calzada mínima de 7.00 m y acotamientos con ancho mínimo de un metro; su rango de velocidades va de los 60 a los 110 km/h, con un grado máximo de curvatura de 11°

c) Tipo C

Estos caminos presentan un ancho mínimo de calzada de 6.00 m, acotamientos de 0.50 m y velocidades de proyecto en el intervalo de 50 a 100 km/h, con un grado máximo de curvatura de 17°.

d) Tipo D

Tienen un ancho de corona de 6.00 m cuando son de dos carriles, y de 4.50 m si son de un carril de circulación para ambos sentidos, y carecen de acotamientos; sus velocidades de proyecto van de los 30 a los 70 km/h, para el primer caso, y de 30 a 50 km/h para el segundo caso, con un grado máximo de curvatura de 30°; los primeros se diseñan ente otros elementos con la distancia de visibilidad de rebase, y para el segundo caso con la distancia de visibilidad de encuentro.

Los caminos descritos, a excepción de los de un sólo carril, tienen como principal medida de efectividad la distancia de visibilidad de rebase, tanto horizontalmente como verticalmente, ya que al ser de un solo cuerpo, la maniobra de adelantamiento a otro vehículo en tránsito se lleva a cabo invadiendo el carril contrario de circulación.

Caminos de un sólo carril para ambos sentidos de circulación

a) Tipo E

Estos caminos se caracterizan por tener un sólo carril de circulación en ambos sentidos de circulación, con un ancho de 4.50 m. Para transitar sin mayores problemas, se construyen libraderos a cada 500 m o según se requiera; sus velocidades de proyecto van de los 30 a los 70 km/h y su máximo grado de curvatura es de 60°; su principal medida de efectividad es la distancia de visibilidad de encuentro.

2. CRITERIOS Y CONTROLES DE PROYECTO

2.1 El usuario

El usuario de una carretera podrá ser **el conductor** de cualquier medio automotor permitido sobre la misma, tal es el caso de quienes guían bicicletas, motocicletas y automóviles, sean estos últimos vehículos ligeros, autobuses o camiones; también, son usuarios de la carretera **los peatones** que la cruzan, ya sea a nivel o a desnivel, o transiten en espacios específicos como son las calles peatonales o las banquetas. Por último, otro usuario es **el pasajero**, mismo que es de la misma importancia que los dos anteriores, ya que de su demanda depende el diseño de otros elementos del camino como son los paraderos.

2.2 El conductor

De este actor dependen los principales elementos para el proyecto geométrico de las carreteras, tal es el caso de su agudeza visual, de sus tiempos de percepción-reacción, y de la altura del ojo como tal.

La agudeza visual es el principal elemento que incide en el proyecto geométrico, pues de ésta dependen la percepción por parte del conductor de todos los elementos del camino y de los diferentes objetos y animales que se pudieran encontrar en él en un momento dado.

La visión periférica del humano es de hasta 160° cuando no se encuentra transitando; al empezar a moverse ésta empieza a disminuir, de tal manera que los conductores de vehículos reducen su campo visual periférico hasta 12°; de ahí que se tenga una buena percepción de los objetos, únicamente en un cono visual de 5 a 6° y la máxima agudeza visual se alcanza dentro de un ángulo de 3°. En el plano vertical esta agudeza se encuentra entre el 0.5 y el 0.75 del plano horizontal.

Por lo anterior, el proyecto geométrico se confía en la agudeza visual y no en la visión periférica; de ahí que las señales y demás elementos del camino deberán estar dentro de un cono de visión de 10°, y como máximo en un cono de 12°.

El tiempo de percepción-reacción de un conductor requiere de la percepción, de la intelección, de la emoción y de la volición (PIEV) de situaciones sobre el camino, de tal manera que mientras más compleja viene a ser una situación, quien maneje debe disponer del tiempo suficiente para hacer una evaluación apropiada de todos los factores que intervienen, con el fin de reaccionar con seguridad.

El tiempo requerido para dicha acción varía desde 0.5 s para situaciones simples hasta 5 s para situaciones complejas; el tiempo de percepción - reacción está involucrado en la determinación de las distancias de visibilidad de parada, de rebasamiento y de encuentro, así como en la toma de decisiones al leer los señalamientos y tomar la opción adecuada de su viaje en la carretera.

La altura del ojo del conductor y del objeto sobre la carretera es indispensable para calcular las curvas verticales en cima, ya sea tanto para distancias de visibilidad de rebasamiento como para distancias de visibilidad de parada; esta altura ha variado con los años y con los diferentes modelos vehiculares y sus tendencias, de tal manera que actualmente se mantiene en 1.14 m.

Para calcular la distancia de visibilidad de rebasamiento, se considera una altura del objeto de 0.60 m y para estimar la distancia de visibilidad de parada, una altura del objeto de 0.15 m.

2.3 El peatón

Para el proyecto geométrico de los caminos nos interesarán del peatón sus tiempos de percepción-reacción y la velocidad de caminata, distinguiendo en este caso las velocidades y tiempos de los diferentes grupos que confluyen a la carretera; tal es el caso de niños, mujeres embarazadas, adultos y personas de la tercera edad.

El peatón requiere tiempos de percepción-reacción de 1 a 4 s, según cuál sea la acción a seguir, que puede ir desde percibir las luces de un semáforo hasta ver la aproximación de un vehículo y tomar las acciones correspondientes.

La velocidad de caminata de un peatón fluctúa en un rango muy pequeño, de 0.5 hasta 1.5 m/s; estas estimaciones son indispensables para el cálculo de los pasos peatonales a nivel, y para el cálculo de los tiempos de ámbar de un semáforo.

2.4 El pasajero

Este elemento incide en una mínima parte en el proyecto geométrico de las carreteras, como es el caso de los paraderos y es de suma importancia en el establecimiento de las normas para la fabricación de vehículos, para que estos respondan a las características ergonómicas del pasajero nacional.

2.5 El tránsito

Al proyectar una carretera, la selección del tipo de camino, las intersecciones, los accesos y los servicios dependen fundamentalmente de la demanda de los usuarios; es decir, del volumen de tránsito que circulará en un intervalo de tiempo dado, de su variación, su tasa de crecimiento, la composición del flujo peatonal, de los ciclistas, etc.

Dada la relevancia del volumen de tránsito que absorberá el camino, es importante que para cada proyecto se determine el Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA), ya sea medido directamente para el caso de modernizaciones, o el asignado para caminos nuevos; así también, es fundamental la evolución que tendrá éste en su vida útil.

El crecimiento del tránsito se determina en función de la evolución histórica que éste ha presentado, y de las expectativas del desarrollo de las regiones que se comunican mediante carretera.

Para definir las características de los elementos de estas vías, se requiere determinar un volumen horario de proyecto que represente las condiciones de flujo, tanto en su magnitud como en su dirección, a lo largo del año en el periodo de proyecto, con un enfoque económico y operacional tal que permita un nivel de servicio satisfactorio.

El volumen horario de proyecto (vhp) se resume en la siguiente expresión:

$$vhp = TDPA * K * D * P$$

En donde :

vhp = volumen horario de proyecto.

TDPA = tránsito diario promedio anual.

K = factor de conversión de volumen diario a volumen horario.

D = factor Direccional.

P = factor de pronostico del tránsito.

Finalmente, dado que el volumen de tránsito lo componen diferentes tipos de vehículos con diversas características operacionales y físicas, es necesario conocer la cantidad de cada uno para estar en posibilidades de definir qué vehículo de proyecto debe utilizarse.

2.6 Clasificación del flujo vehicular

El conocimiento oportuno y permanente de la situación que guarda la Red Carretera Nacional es fundamental para el análisis y toma de decisiones tendientes al desarrollo del sistema de transporte por carretera, y para examinar su interrelación con los demás modos de transporte. Para lograr lo anterior, la Dirección General de Servicios Técnicos, anualmente lleva a cabo un sistema de conteo vehicular que permite conocer los volúmenes y la clasificación del tránsito que circulan por la red carretera. La información descrita se pone a disposición de los usuarios a través de la publicación anual "Datos Viales".

Así también, para elaborar programas de construcción de carreteras nuevas, de modernización y conservación de la red en operación, y con objeto de conformar una red vial convenientemente estructurada que cubra con eficiencia la demanda del transporte en el país, los proyectistas y usuarios de esta información requieren conocer las características del movimiento de bienes y personas, y en qué tipo de vehículos lo realizan al desplazarse por carretera, para este fin. La información que en el campo de la Ingeniería de Tránsito proporcionan los Estudios de Origen y Destino es indispensable para llegar al deseo de movimiento de los usuarios, así como datos básicos relativos al motivo del viaje,

tipo y toneladas de productos transportados, número de pasajeros trasladados, peso de los vehículos de carga, así como la composición vehicular entre otros muchos datos básicos para la planeación. La información correspondiente a lo descrito, la Dirección General de Servicios Técnicos la pone a disposición del público usuario por medio de las publicaciones anuales denominadas “Estudios de Origen, Destino y Peso”

Con la información anterior se obtuvo la clasificación vehicular más representativa en la Red Carretera Nacional, la cual se muestra a continuación:

Tipo de vehículo	Descripción	Porcentaje
A	Automóvil	72
U	Utilitario	1
B	Autobús	5
C	Camión	22

A su vez, los camiones más representativos en el flujo vehicular se clasifican en cinco grupos:

Tipo de vehículo	Descripción	Porcentaje
C2	Camiones unitarios de dos ejes	35
C3	Camiones unitarios de tres ejes	22
T3S2	Tractor de tres ejes y semirremolque de dos ejes	24
T3S3	Tractor de tres ejes y semirremolque de tres ejes	15
T3S2R4	Tractor de tres ejes, semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes	1
Otros		3

El automóvil, por sus raíces (auto = por sí mismo; móvil = moverse), es un vehículo que a través de un conductor se mueve por sí mismo y designa a las unidades que transitan por los caminos mediante la fuerza desarrollada por un motor de combustión interna.

Sin embargo, históricamente los primeros que se fabricaron fueron para el transporte puramente personal, de dos y cuatro plazas; por la definición anterior se calificaron como automóviles, término que se utiliza exclusivamente para el vehículo ligero.

2.7 Vehículo de proyecto

Una carretera tiene por objeto permitir la circulación expedita y de manera económica, segura y cómoda a los usuarios de la misma. Así pues, la vía debe proyectarse para satisfacer las necesidades de transportación de un lugar a otro, considerando las reacciones y limitaciones del conductor. Por tanto, el proyecto de la vía debe realizarse en función de las características de los vehículos que circulan por ella.

Las características físicas de los vehículos en las carreteras nacionales, son los controles que ayudan a definir el proyecto geométrico de las carreteras, por tanto, es necesario examinar todos los tipos de vehículos, agruparlos por clases y establecer los tamaños y pesos representativos de cada grupo por utilizar.

El vehículo de proyecto se selecciona de aquellos modelos de motor con el peso, dimensiones y características operacionales que permitan uniformar el proyecto del camino; las características de este vehículo deben ser mayores que todos los de su clase y de todos aquellos que se espera utilicen el camino, de tal manera que para propósitos del diseño geométrico de carreteras, cada vehículo de proyecto tendrá dimensiones físicas más largas, así como los radios de giro mínimos mayores a todos aquellos de su clase.

Las características del vehículo de proyecto se utilizan para definir, entre otros criterios de diseño las distancias de visibilidad, la sección transversal, la longitud máxima de tangentes verticales, etc. Debe seleccionarse el que presente dimensiones y características de giro iguales a, o mayores a aquellos automotores (los más largos) esperados en un número considerable.

Características operacionales de los vehículos en el proyecto geométrico de carreteras

Para estudiar y entender el comportamiento del vehículo hay que conocer sus características físicas y operacionales; por tal motivo, estudiaremos sus dimensiones, estática, cinemática y dinámica. Las principales características físicas de un vehículo de proyecto, desde el punto de vista del proyecto geométrico de las carreteras son: longitud, distancia entre ejes, vuelo delantero y trasero, ancho, y la altura del ojo del conductor; adicionalmente a ésta, el peso bruto vehicular.

De igual manera, las características operacionales son: los radios de giro mínimo, potencia y la relación peso - potencia; así mismo, de su mecánica de utilización, la estática del vehículo nos proporciona su tamaño y su peso; la cinemática versa sobre el movimiento sin referirse a sus causas, y es por tanto, prácticamente una rama de la geometría, por lo cual no debe de sorprendernos que la ciencia que proporciona los elementos de operación de un camino, referidos a las limitaciones y características de rendimiento vehicular en la red se llama proyecto geométrico. Finalmente, la dinámica estudia el movimiento vehicular y las fuerzas que lo originan.

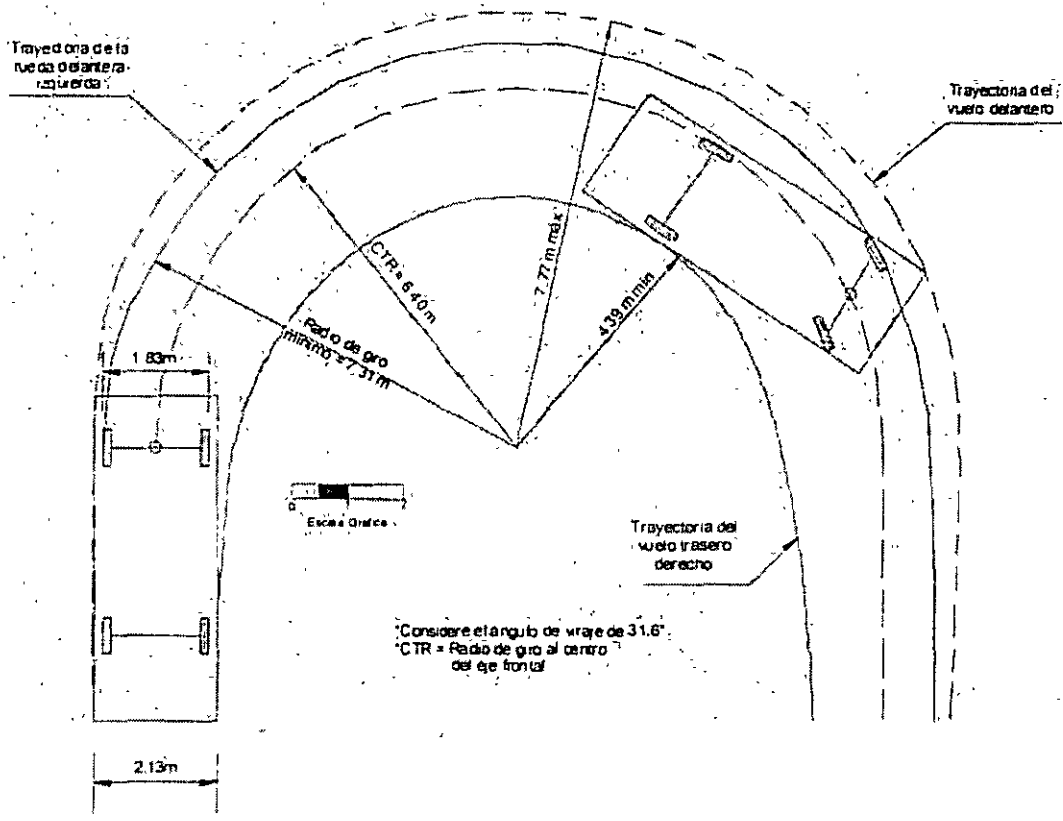
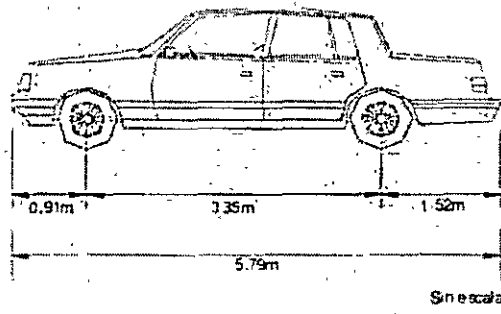
Todos los movimientos básicos o maniobras de las unidades respectivas se considerarán en el proyecto geométrico, ya sea que estén en movimiento, iniciando su marcha, frenando o girando.

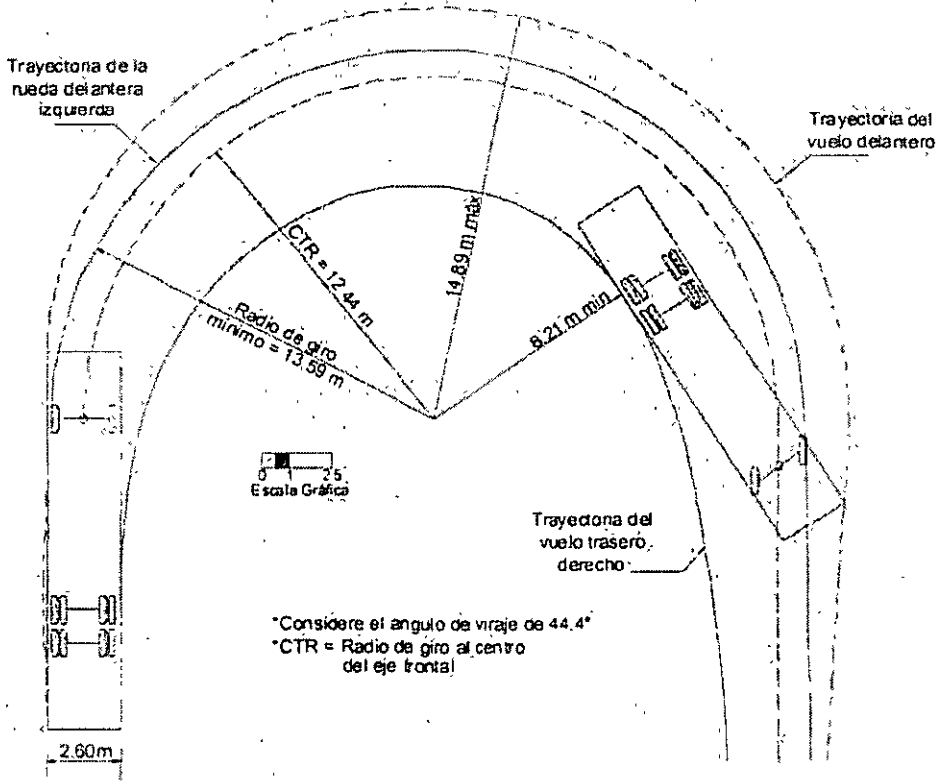
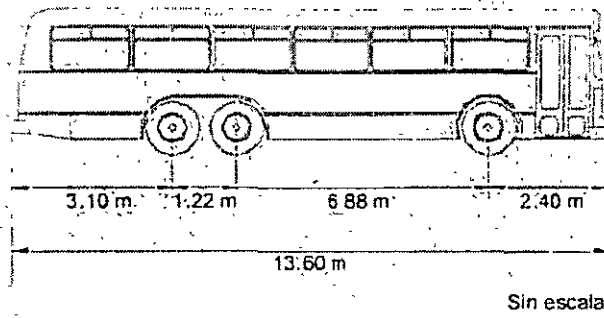
Las características físicas de cada prototipo de proyecto se dimensionaron a partir de las fichas técnicas de las unidades que se construyen actualmente en el país, además de considerar las tendencias de los elementos que conforman el vehículo, como son cajas, plataformas, tanques, jaulas, tandems, dollys, etc.; así mismo, se hizo el análisis estadístico de las dimensiones de los camiones captados en los estudios de origen, destino y peso llevados a cabo por la Dirección General de Servicios Técnicos desde 1991, y su congruencia con el Reglamento Sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal.

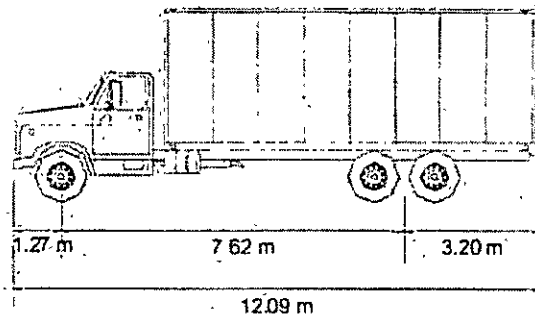
Tabla A. Características de los vehículos de proyecto

Características	Vehículo de proyecto						
	DE-335	DE-750	DE-760	DE-1890	DE-1980	DE-2545	DE-2970
Longitud total del vehículo	580	1360	1209	2088	2241	2740	3166
Distancia entre ejes extremos del vehículo	335	750	760	1890	1980	2545	2970
Vuelo delantero	92	240	127	122		119	
Vuelo trasero	153	371	320	76	137	76	
Ancho total del vehículo	214	260	244	260			
Entrevía del vehículo	183	230	244				
Altura total del vehículo	167	380	410				
Altura de los ojos del conductor	107	232	250				
Altura de los faros	61	110	112				
Altura de las luces de alto	61	140	100				
Radio de giro mínimo	732	1359	1572	1372			1572
Peso bruto vehicular	1361	26000	44000	48500	66500		
Potencia	85	210	350	350	400		
Relación peso / potencia	16	124	126	139	166		
Vehículos representativos	A, U	B	C2,3	T3S2	T3S3	T3S2R4	

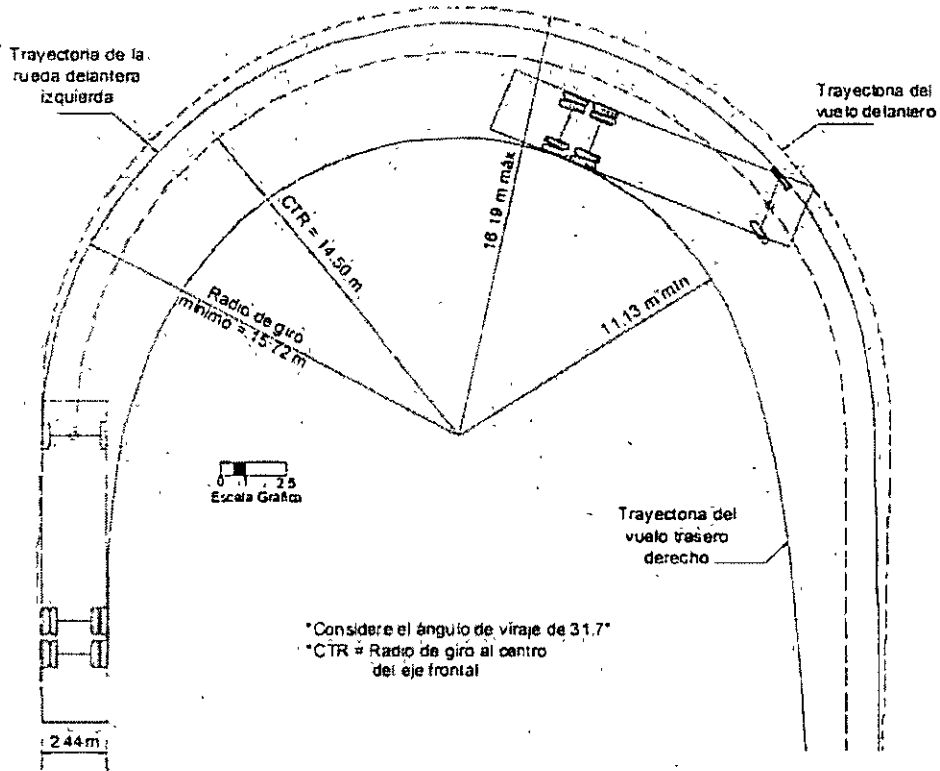
Para determinar los radios de giro y radios internos mínimos de cada camión, se desarrolló el siguiente modelo del comportamiento vehicular en curva a diferentes grados de curvatura, mismos que se calibraron en campo con un vehículo tipo TSR; el algoritmo del modelo se describe a continuación

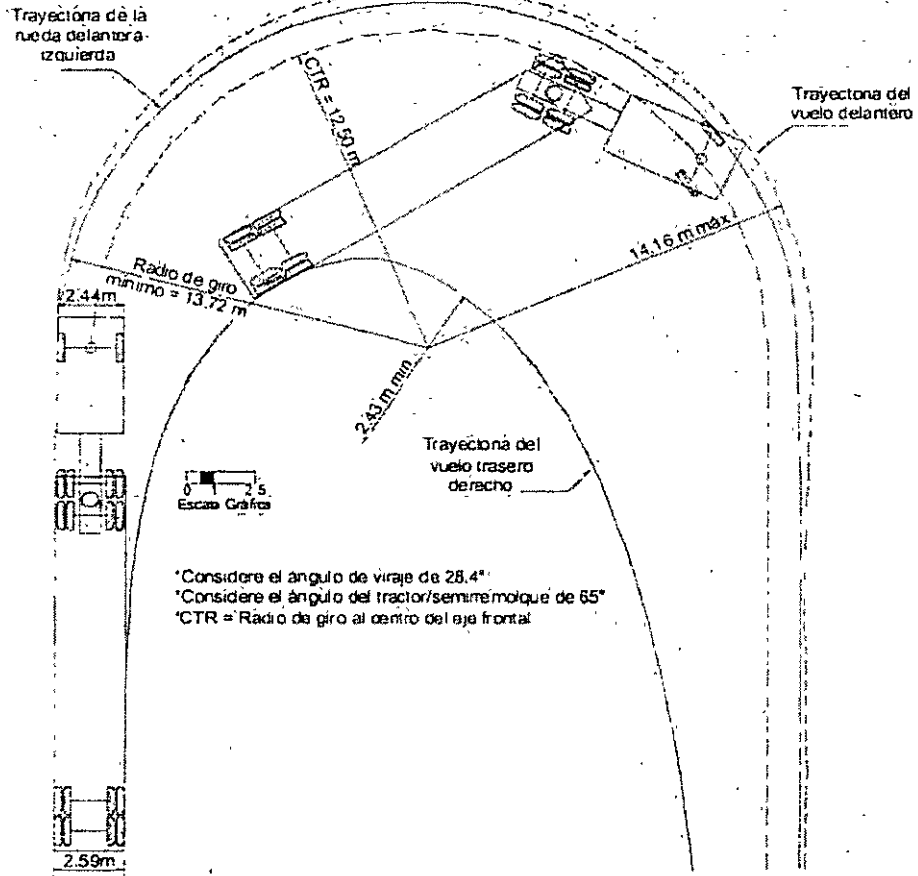
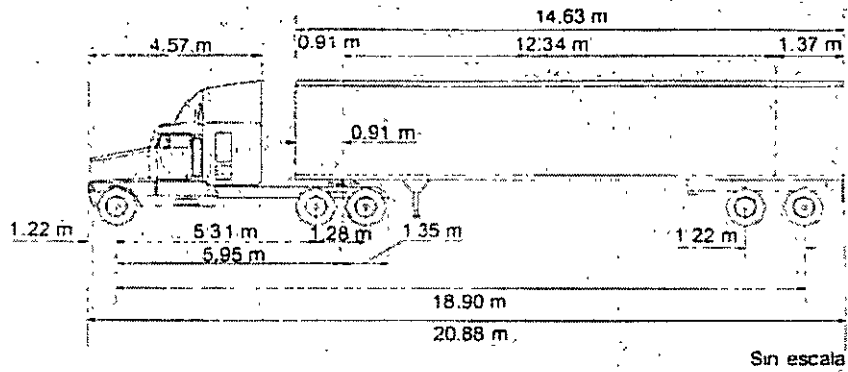


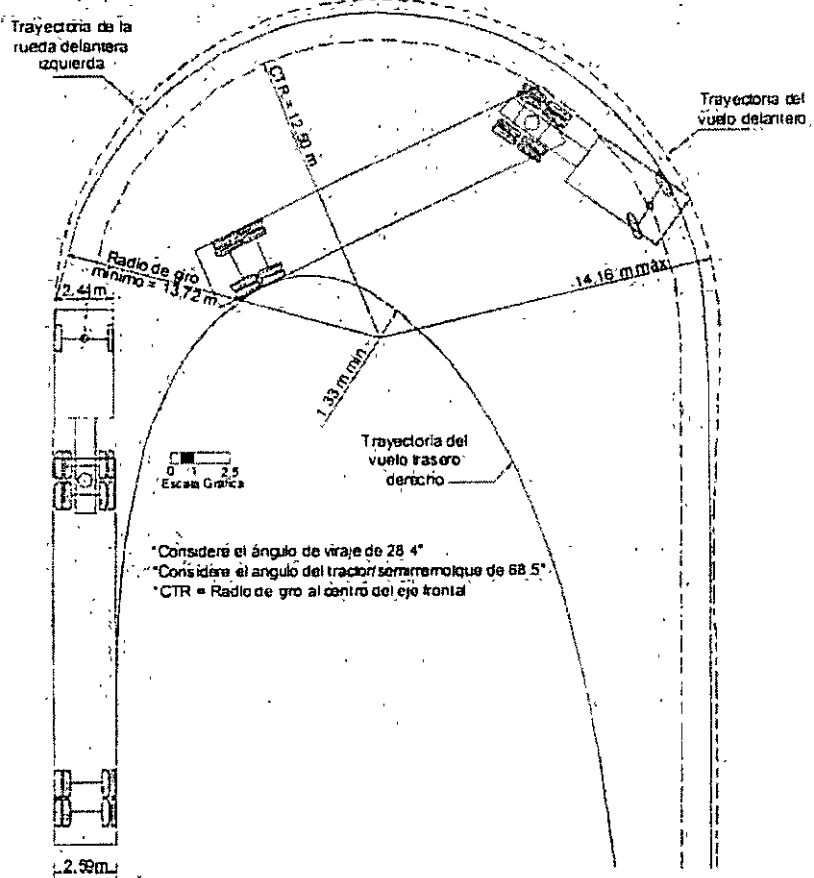
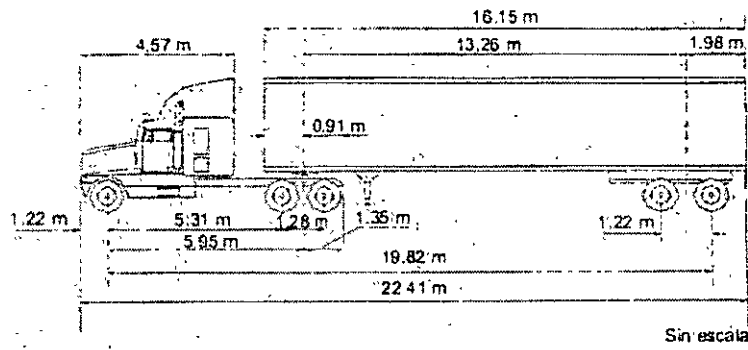


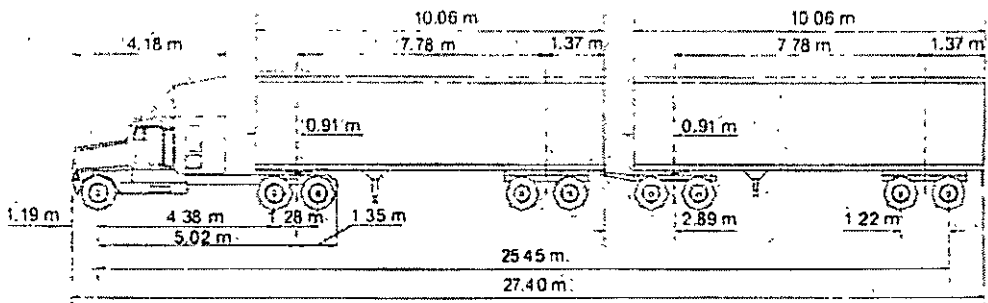


Sin escala

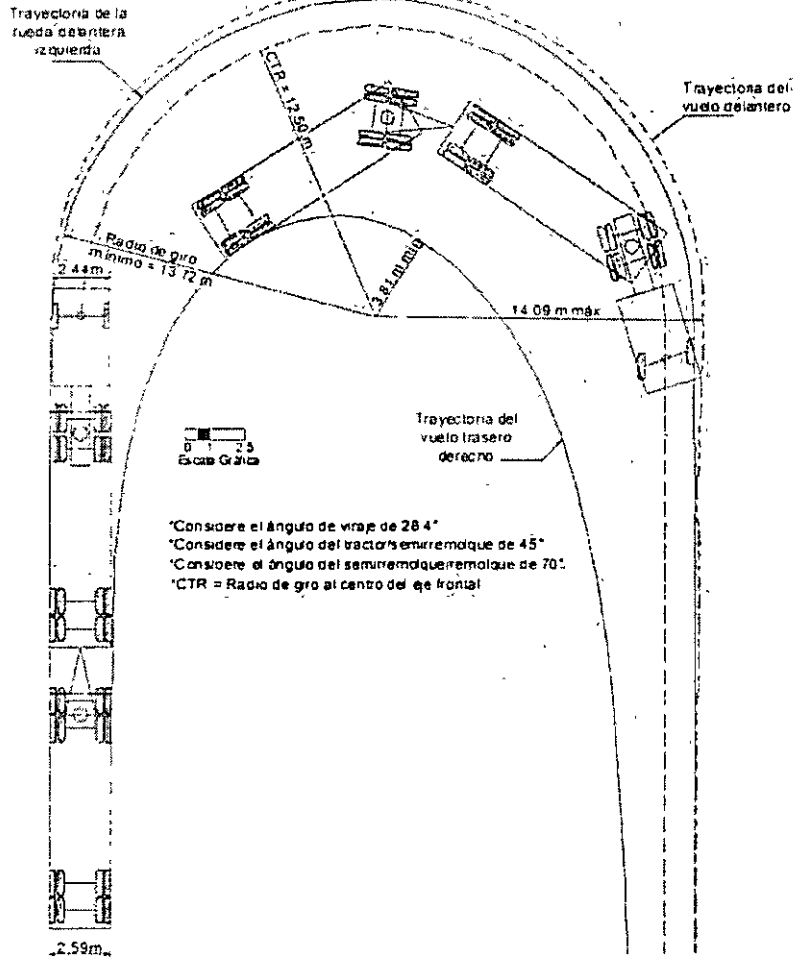




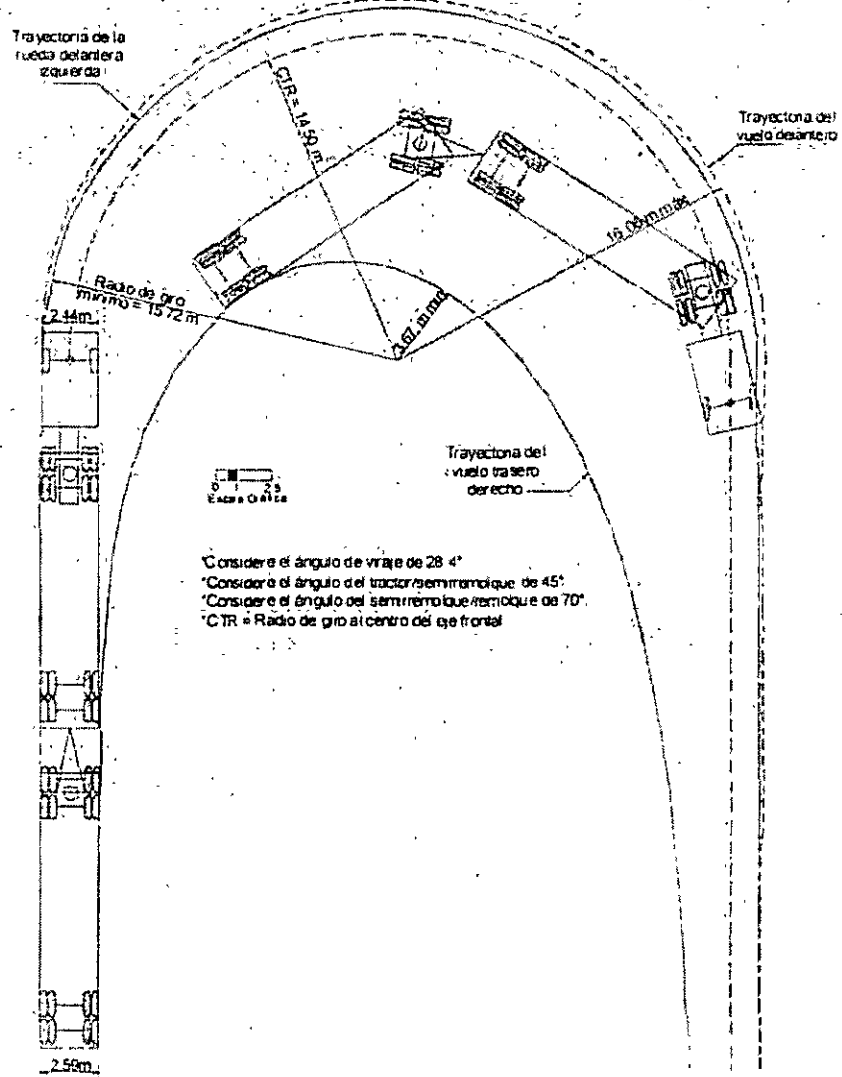
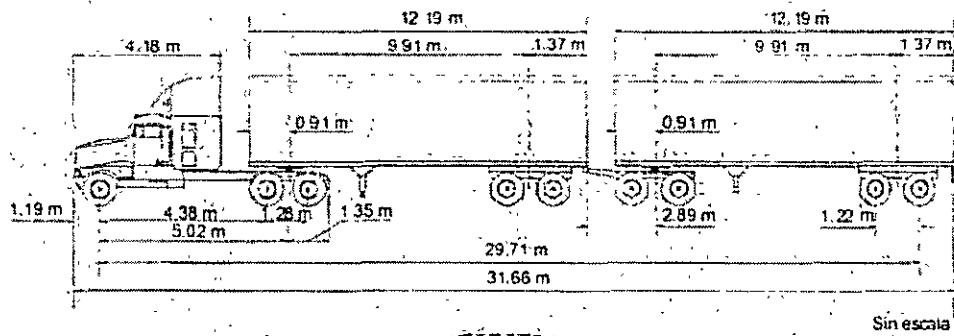




Sin escala



- * Considere el ángulo de viraje de 28.4°
- * Considere el ángulo del tractor semirremolque de 45°
- * Considere el ángulo del semirremolque/remolque de 70°
- * CTR = Radio de giro al centro del eje frontal



Algoritmo para calcular el ancho de calzada en curva

Todo vehículo, al circular en una curva requiere un ancho mayor al que utiliza en tangente; esto se resuelve proporcionando una ampliación o sobreaño en las curvas, calculándose en función de la velocidad de proyecto en la curva y de las dimensiones del transporte de proyecto. Esta ampliación en curva será mayor en la medida en que aumenten la longitud del camión y el grado de curvatura; otros factores a considerar son la distancia libre de seguridad entre vehículos **C**, la cual es el espacio entre las carrocerías de los transportes que coinciden en la curva circulando en sentido opuesto o en el mismo sentido, rebasándose, y el sobreaño adicional por dificultad de maniobra **Z**, la cual representa una tolerancia por las distintas formas de manejo de los conductores, midiéndose radialmente en toda la orilla interior de la calzada en curva.

El Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras contempla un modelo matemático para obtener estos cálculos, sin embargo, sólo es aplicable a transportes unitarios y de una sola articulación; por tal motivo, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes desarrolló un modelo que permite calcular las ampliaciones en curva de los camiones doblemente articulados, como es el tipo TSR.

Descripción del modelo

A partir del modelo descrito, el manual de Proyecto Geométrico de Carreteras considera que el vehículo en tránsito tiene el eje trasero ubicado en el **PC** de la curva y el eje direccional siguiendo la trayectoria de la curva; este modelo tiene como principales medidas de efectividad la distancia entre ejes extremos, los vuelos delantero y trasero, así como el ancho total de la unidad. Con deducciones trigonométricas, tomando en cuenta la geometría de la curva se llega al siguiente modelo:

$$DT = RG * \sqrt{((RG)^2 - (DE)^2)}$$

En donde :

DT = desplazamiento del vehículo

RG = radio de giro

DE = distancia entre eje extremos del camión

Con este modelo, únicamente se obtiene el desplazamiento total del vehículo para el grado de curvatura en estudio, mismo que no es aplicable a camiones doblemente articulados; por lo anterior, se calibró un modelo analítico que fuera lo más representativo posible, basándose en un estudio físico con un camión de articulaciones múltiples, al cual se le hizo transitar con diferentes grados de curvatura, midiendo todos sus desplazamientos en curvas cuyo radio varió de 5 a 50°, en pasos de 5 en 5°.

El modelo obtenido es el siguiente:

$$DM = RG - \sqrt{(RG^2 - (DET^2 + DES1^2 - DX1^2 + DX2^2 + DES2^2))}$$

En donde :

DM = desplazamiento máximo del camión articulado múltiple

RG = radio de giro

DET = distancia entre ejes extremos del tractor

(eje direccional y último eje fijo)

DES1 = distancia entre el perno rey y el último eje fijo del semirremolque uno

DX1 = distancia entre el último eje fijo del semirremolque uno, y el gancho pinzón sujeto al semirremolque

DX2 = distancia entre el gancho pinzón y el último eje fijo del semirremolque dos

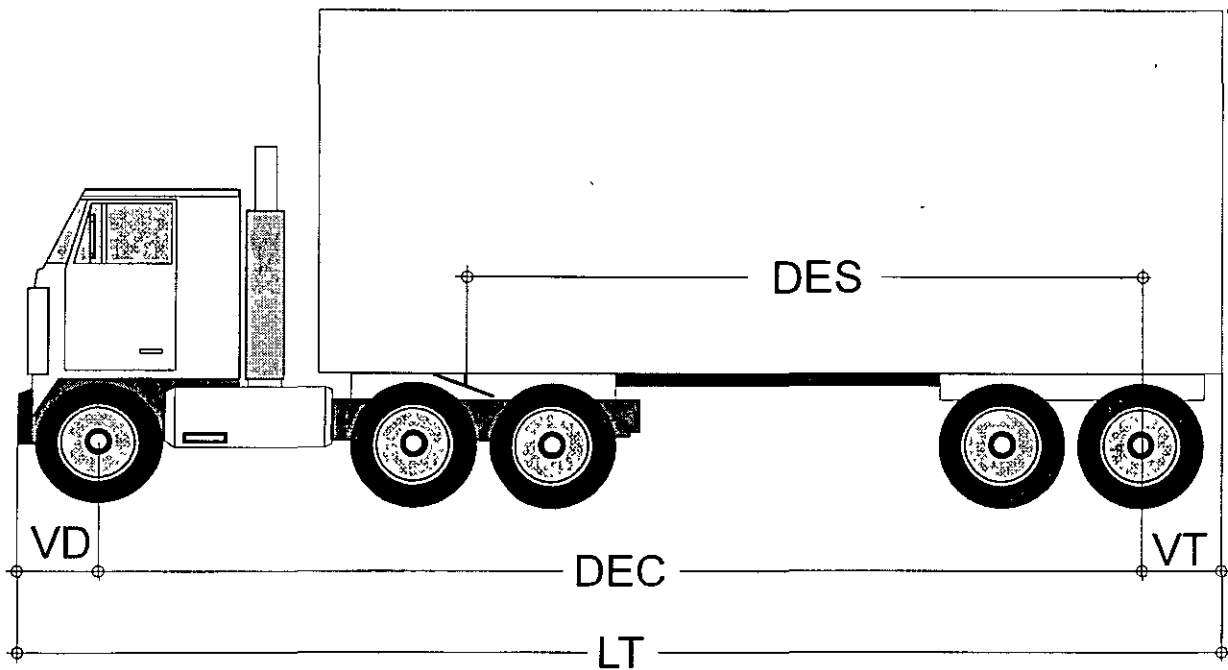


Fig. 2 vehículo tipo T3S2

Con este modelo se elaboraron las tablas para el cálculo de ampliaciones en curva para los diferentes tipos de caminos, grados de curvatura y velocidades, mismas que se presentan en las tablas 1, 2 y 3.

Características estáticas

Las dimensiones vehiculares inciden en los anchos de los carriles de circulación; anchos de acotamiento; longitud y ancho de los espacios de estacionamiento; curvas verticales; distancias de visibilidad y canalizaciones geométricas. El peso vehicular es de suma importancia en el diseño de los pavimentos y estructuras, afectando los consumos de combustibles y simplificación en los cambios de velocidad.

La longitud de los vehículos ligeros ha variado a lo largo de los años y con los diferentes modelos, tipos y fabricantes, fluctuando en un pequeño rango que va de los 4.19 a los 5.35 m; de ahí que con frecuencia se considere una longitud de 6.70 m como estacionamiento paralelo a las vías de circulación.

La tendencia en el ancho de los vehículos se ha mantenido en 1.95 m, con una variación de ± 0.31 m, lo cual ha permitido determinar anchos mínimos de carriles de estacionamiento de 3.00 m, y de acotamientos de 2.50 m.

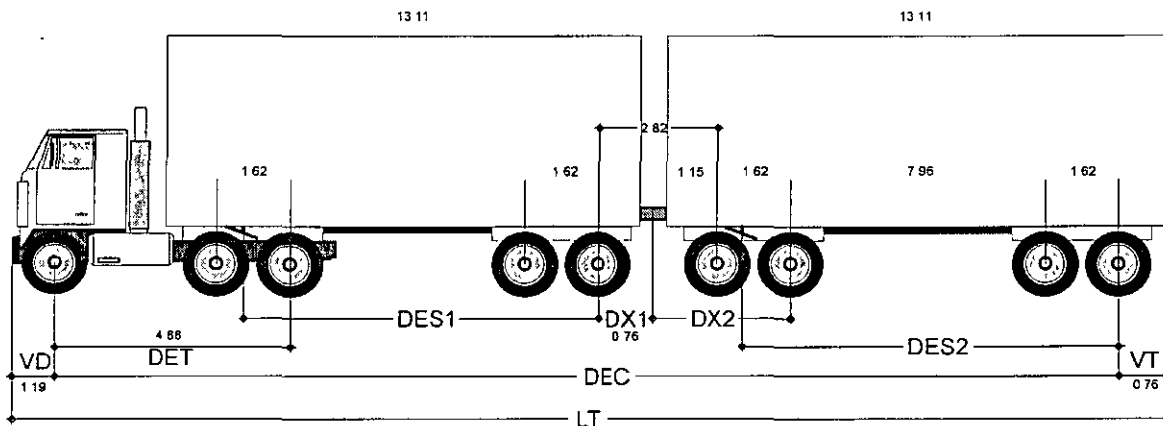


Fig. 3. Vehículo T3S2R4.

La altura de los transportes ligeros ha disminuido de 1.83 a 1.35 m; por lo cual se ha logrado bajar el centro de gravedad de las unidades y mejorar su estabilidad en las curvas. Por su parte, las alturas de los centros de gravedad bajaron de 64 a 53 centímetros; así también, la mínima distancia vertical entre la superficie de rodamiento, y el lecho bajo del vehículo se ha estabilizado en 13 cm.

Por último, el peso de estos vehículos ha estado en el rango que va de los 900 kg a los 2000 kg; aunque la economía en el consumo de combustible se encuentra muy relacionada con el peso vehicular; el diseño aerodinámico y la eficiencia en el rendimiento de los motores han logrado rendimientos mayores de combustible.

Cinemática del vehículo

Todos los problemas en los cuales las fuerzas dan como resultado movimiento, involucran la aceleración; es por tanto necesario examinar algunos aspectos del

movimiento uniformemente acelerado antes de considerar las fuerzas sobre un vehículo en desplazamiento.

Movimiento uniformemente acelerado

Para el diseño de diversos elementos de los caminos como pueden ser carriles de aceleración, de deceleración, rampas, etc., y cuando la aceleración sea uniforme (gráfica 1), emplearemos las siguientes ecuaciones:

$$v = v_0 + at;$$

$$x = v_0 t + \frac{1}{2} at^2;$$

$$a = \frac{dv}{dt}$$

En donde :

v = velocidad

v₀ = velocidad inicial

a = aceleración

t = tiempo

x = distancia recorrida

Las ecuaciones anteriores corresponden a las relaciones aceleración-tiempo, velocidad-tiempo y distancia-tiempo respectivamente, para un movimiento uniformemente acelerado; así también, la siguiente expresión maneja la distancia como una función de la velocidad:

$$x = \frac{1}{2} a(v_1 - v)$$

Movimiento con aceleración no uniforme

Si en lugar de suponer que la aceleración es constante, sino que varía inversamente con la velocidad, la gráfica y ecuaciones anteriores quedan como se muestra en la gráfica 2.

Probablemente las características más apreciadas de los vehículos ligeros es su flexibilidad en la corriente del tránsito; ésta flexibilidad se manifiesta en las capacidades de aceleración de los vehículos, por lo cual es un factor significativo en el diseño y uso de rampas y vías de enlace, en el rebasamiento en carreteras de dos carriles y en general en cualquier elemento geométrico de los caminos y sus entronques.

El comportamiento de cualquier vehículo automotor, a partir de cualquier velocidad inicial y acelerando tan rápidamente como sea posible, se puede

estimar, con suficiente aproximación su velocidad última; con los modelos de aceleración no uniforme mostrados en esta sección.

Dinámica de los vehículos

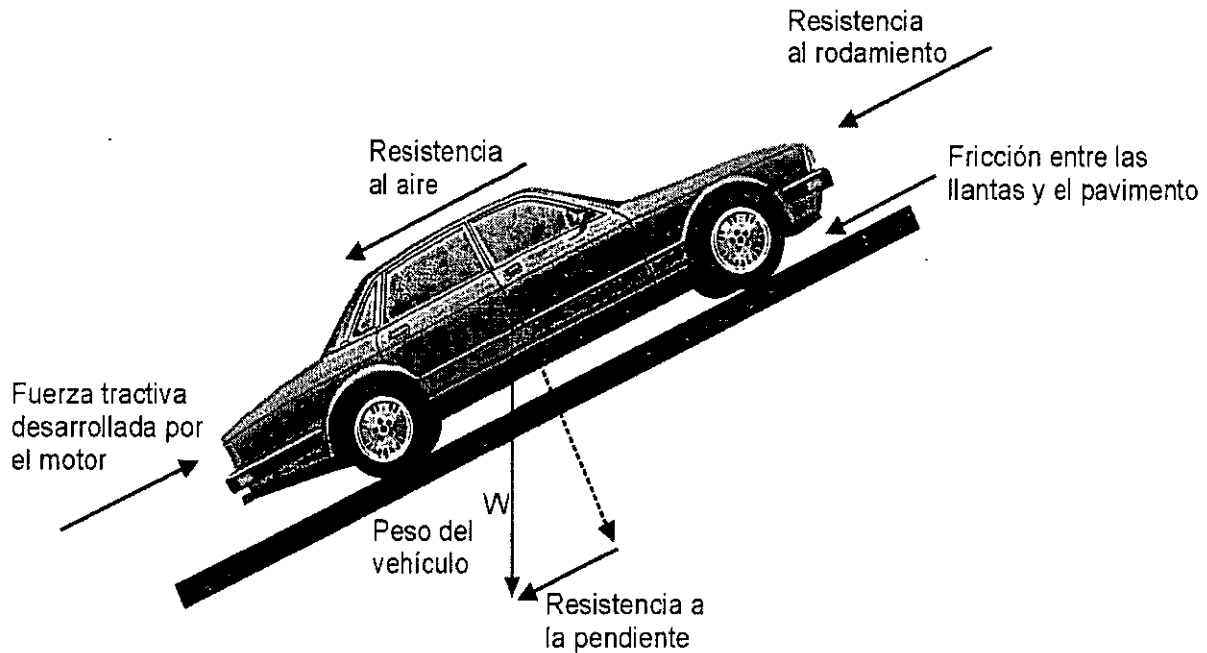
Las fuerzas que actúan en un transporte se ilustran en la Fig. 4, las cuales se oponen al movimiento vehicular, y son la resistencia al rodamiento, la resistencia al aire, la resistencia por pendiente y la resistencia a la fricción.

Las **resistencias al rodamiento** son aquellas fuerzas inherentes al vehículo que tienden a retardar su movimiento; es simplemente la componente del peso del vehículo actuando en el plano de rodamiento y puede definirse como una fuerza que se opone al movimiento.

La fuerza tractiva es igual a la fuerza proporcionada por el motor, menos la pérdida por algunas fricciones del motor, y la fuerza disponible de un automotor tanto para acelerar como para decelerar es igual a la fuerza tractiva, menos las resistencias a su movimiento.

Todas las fuerzas mencionadas, se considera que actúan en el centro de gravedad del vehículo, a excepción de la fricción, que ejerce su acción entre las llantas del transporte y la superficie de rodamiento, siendo ésta la que hace posible para un conductor iniciar, parar y maniobrar su unidad.

Hay dos principales tipos de fricciones a considerar, la fricción al deslizamiento que puede ser transversal y longitudinal, y la fricción por el rodamiento; cada una se estudiará en el inciso correspondiente.



Fuerzas sobre un vehículo en movimiento

Fig. 4.

Frenado

Las condiciones para frenar un vehículo, el cual viaja en una pendiente ascendente, se ilustran en la Fig. 5, en donde W es el peso del vehículo, V_0 es la velocidad inicial en metros por segundo al inicio del frenado; f es el coeficiente de fricción entre el pavimento y las llantas; γ es el ángulo de inclinación; g es la pendiente dividida entre 100 (igual a $\tan \gamma$); g es la aceleración debida a la gravedad; X la distancia sobre el plano inclinado, y D_b la distancia horizontal de frenado en metros. La distancia horizontal de frenado se obtiene mediante la ecuación de las fuerzas sobre el vehículo en el plano inclinado.

$$\frac{W}{g} a + Wf \cos \gamma + W \sin \gamma = 0$$

Resistencia al movimiento y requerimientos de fuerza

Las fuerzas que deben vencerse por un vehículo de motor son el rodamiento, el aire, la pendiente, la curvatura y la inercia; la pendiente actúa como una fuerza retardadora, solamente cuando el vehículo viaja en una pendiente ascendente; y la inercia únicamente cuando es necesario incrementar la velocidad.

TABLA INTERACTIVA

PROGRAMA REALIZADO PARA CALCULAR LAS INVACIONES DE VEHICULOS DE CARGA

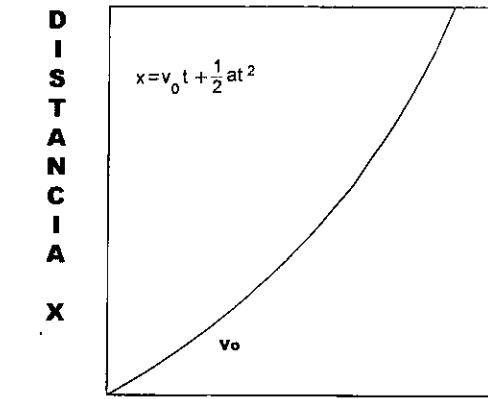
ANCHOS VEHICULARES

VEHICULO : CR

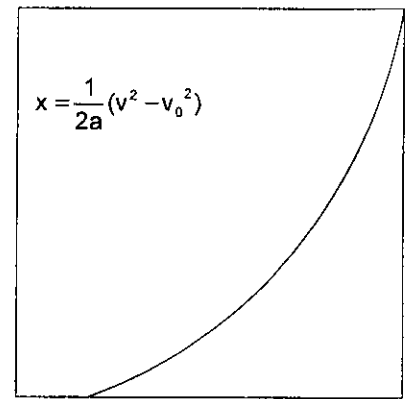
VEHICULO= CR

DATOS DEL VEHICULO:		TIPO DE CAMINO	G MAX	VEL	RADIO DE GIRO			Z	FA	U
VD=	0.76 *	B2	0.25	10	4583.68	0.01	0.00	2.63		
DET=	12.04		0.5		2291.84	0.02	0.00	2.66		
DES1=	10.52		0.75		1527.89	0.03	0.01	2.69		
DX1=	0.76 *		1		1145.92	0.03	0.01	2.71		
DX2=	2.75 *		1.25		916.74	0.03	0.01	2.74		
DEC=	26.98		1.5		763.95	0.04	0.01	2.77		
DES2=	0 *		1.75		654.81	0.04	0.01	2.80		
LT=	28.5 *		2		572.96	0.04	0.02	2.83		
A=	2.6 *		2.25		509.30	0.04	0.02	2.86		
VT=	0.76 *		2.5		458.37	0.05	0.02	2.89		
LC1=	12.19 *	NO	2.75		416.70	0.05	0.02	2.92		
LC2=	0 *	BORRAR	3		381.97	0.05	0.02	2.94		
DX3=	0 *	26.98	3.25		352.59	0.05	0.03	2.97		
DX4=	0 *	10.52	3.5		327.41	0.06	0.03	3.00		
DES3=	0 *	12.04	3.75		305.58	0.06	0.03	3.03		
C=	1.8 *		4		286.48	0.06	0.03	3.06		
			4.25		269.63	0.06	0.04	3.09		
			4.5		254.65	0.06	0.04	3.12		
			4.75		241.25	0.06	0.04	3.14		
ANCHO DE CURVATURA DESEADO	7.00 *		5		229.18	0.07	0.04	3.17		
			5.25		218.27	0.07	0.04	3.20		
			5.5		208.35	0.07	0.05	3.23		
			5.75		199.29	0.07	0.05	3.26		
			6		190.99	0.07	0.05	3.29		

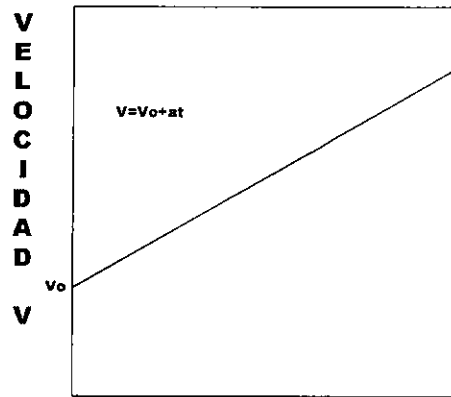
VEL	10		20		30		4
Gc	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc	Ac	Acc
0.25	7.07	0.07	7.09	0.09	7.10	0.10	7.12
0.50	7.14	0.14	7.16	0.16	7.18	0.18	7.20
0.75	7.20	0.20	7.23	0.23	7.25	0.25	7.28
1.00	7.27	0.27	7.30	0.30	7.33	0.33	7.36
1.25	7.33	0.33	7.36	0.36	7.40	0.40	7.43
1.50	7.39	0.39	7.43	0.43	7.46	0.46	7.50
1.75	7.45	0.45	7.49	0.49	7.53	0.53	7.57
2.00	7.52	0.52	7.56	0.56	7.60	0.60	7.64
2.25	7.58	0.58	7.62	0.62	7.67	0.67	7.71
2.50	7.64	0.64	7.69	0.69	7.73	0.73	7.78
2.75	7.70	0.70	7.75	0.75	7.80	0.80	7.85
3.00	7.76	0.76	7.81	0.81	7.87	0.87	7.92
3.25	7.83	0.83	7.88	0.88	7.93	0.93	7.99
3.50	7.89	0.89	7.94	0.94	8.00	1.00	8.05
3.75	7.95	0.95	8.01	1.01	8.06	1.06	8.12
4.00	8.01	1.01	8.07	1.07	8.13	1.13	8.19
4.25	8.07	1.07	8.13	1.13	8.19	1.19	8.25
4.50	8.13	1.13	8.19	1.19	8.26	1.26	8.32
4.75	8.19	1.19	8.26	1.26	8.32	1.32	8.39
5.00	8.25	1.25	8.32	1.32	8.39	1.39	8.45
5.25	8.32	1.32	8.38	1.38	8.45	1.45	8.52
5.50	8.38	1.38	8.45	1.45	8.52	1.52	8.58
5.75	8.44	1.44	8.51	1.51	8.58	1.58	8.65
6.00	8.50	1.50	8.57	1.57	8.64	1.64	8.72



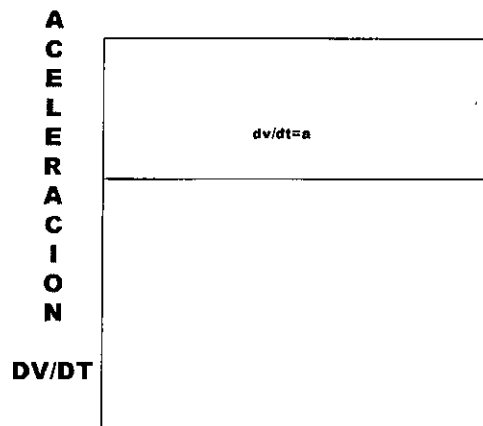
TIEMPO T



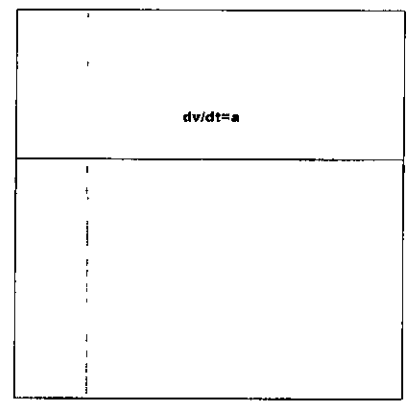
VELOCIDAD V



TIEMPO T

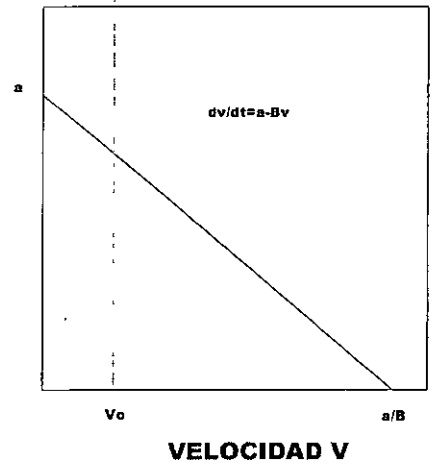
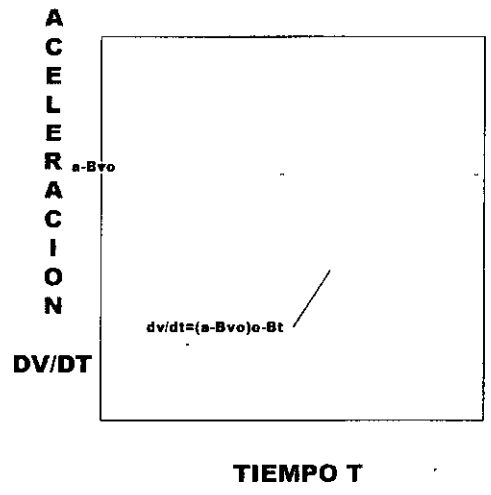
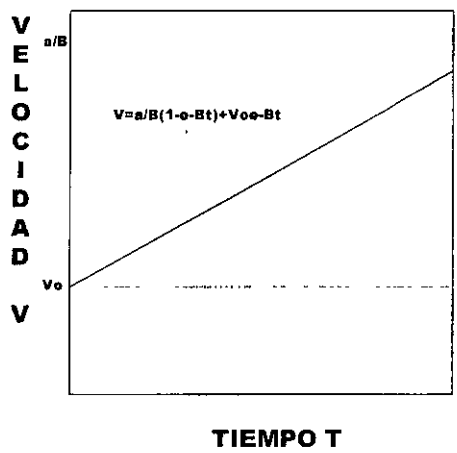
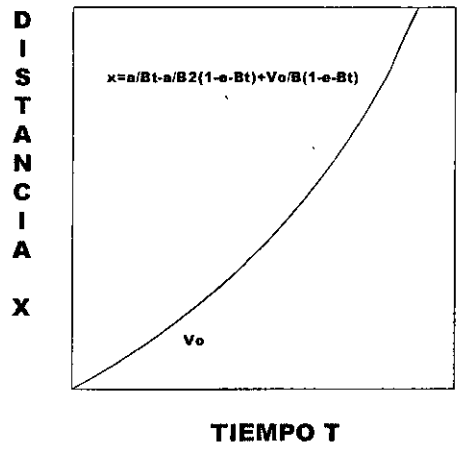


TIEMPO T

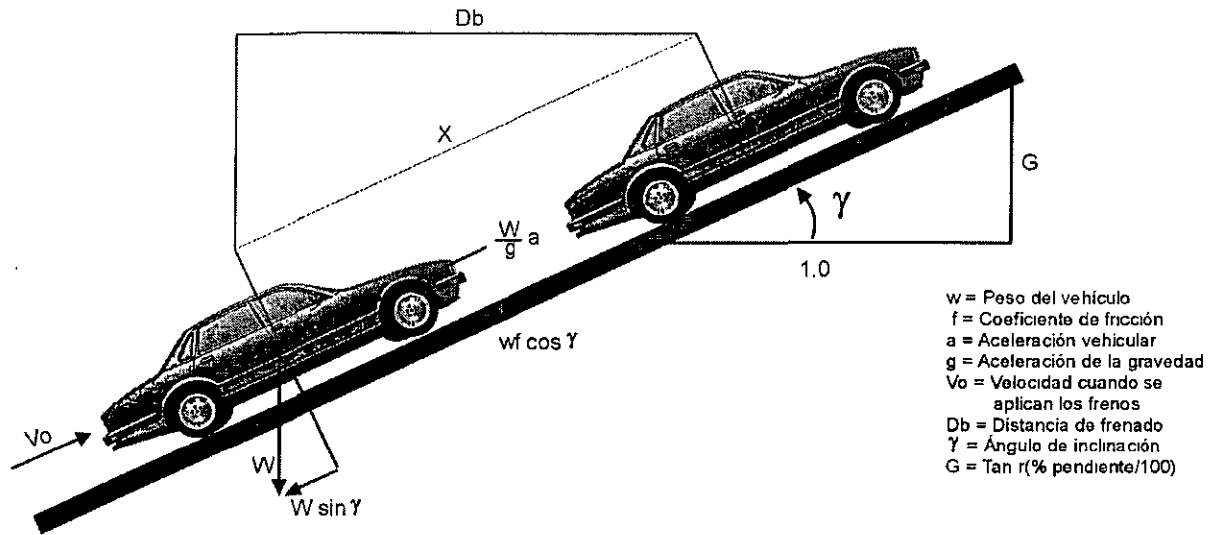


VELOCIDAD V

Gráfica 1



Gráfica 2



Condiciones para que un vehículo frene en una pendiente

Fig. 5

Resistencia al rodamiento

La resistencia al rodamiento es resultado de la fricción entre la superficie de rodamiento de las llantas y el pavimento; esto se incrementa según las diferentes superficies de rodamiento, como son los pavimentos rugosos, caminos no pavimentados, la arena, la nieve, el lodo, etc.

Para velocidades por arriba de los 95 km/h, la resistencia al rodamiento de los automóviles actuales en pavimentos con buena superficie, es alrededor de 13.5 kg/ t (Es decir, que por cada 1000 kg de peso bruto vehicular se pierden 13.5 kg de tracción); para velocidades mayores, este valor pudiera incrementarse en un 10% por cada 16 kph de incremento en la velocidad a partir de 95 km/h.

En las tablas 1 y 2 se dan algunos valores sobre la resistencia al rodamiento; en la primera, para los automóviles según la velocidad y diferentes tipos de superficie de rodamiento; en la segunda, la resistencia al rodamiento y su pendiente equivalente según la superficie de rodamiento; de acuerdo con lo anterior, la resistencia al rodamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$R_r = k_r * W$$

En donde :

R_r = resistencia al rodamiento

W = peso bruto vehicular, en kg

Tabla 1. Resistencia al rodamiento para los automóviles, en superficies de baja calidad

Velocidad km/h	Pavimento en mal estado kg/t	Grava seca kg/t	Arena suelta kg/t
32.1	14.5	15.5	17.5
48.3	17.0	17.5	20.0
64.4	20.0	25.0	28.5
80.5	25.5	31.0	38.0

Tabla 2. Resistencia al rodamiento en diferentes tipos de superficies de carreteras

Material de la superficie de rodamiento	Resistencia al rodamiento, en kg/t	Pendiente equivalente en porcentaje
Concreto de cemento Pórtland	4.435	1.0
Concreto asfáltico	5.443	1.2
Grava compactada	6.804	1.5
Suelo y arena suelta	16.783	3.7
Agregado comprimido	22.680	5.0
Grava suelta	45.360	10.0
Arena	68.040	15.0
Grava de río graduada	113.40	25.0

Resistencia al aire

Esta resistencia se compone del efecto directo del aire sobre el vehículo y en contra del sentido de circulación de éste; de tal manera que la fuerza de fricción se da al pasar sobre todas las superficies del vehículo, incluyendo la parte baja del mismo.

Se considera que un vehículo representativo tiene una superficie frontal, la cual es la que opone mayor resistencia al movimiento, de 2.78 m², variando la resistencia al aire de 0 kg a 16 km/h y de 25 kg a 88.5 km/h, aproximadamente en proporción al cuadrado de la velocidad; la siguiente ecuación proporciona la resistencia al aire del vehículo:

$$R_a = 0.0011Av^2$$

En donde :

R_a = resistencia al aire, en kg

A = área frontal del vehículo, en m²

v = velocidad del vehículo, en km/h

Resistencia a la pendiente

La resistencia a la pendiente son las fuerzas que actúan sobre el vehículo debidas a que éste se desplaza en un plano inclinado, resultando iguales a la componente del peso vehicular actuando bajo la pendiente; la siguiente ecuación nos permite calcular la resistencia a la pendiente:

$$R_p = Wp$$

En donde :

R_p = resistencia por pendiente, en kg

W = peso bruto vehicular, en t

p = pendiente, en tanto por uno

Resistencia a la curvatura

Es la fuerza actuante a través de las llantas frontales del vehículo en contacto con el pavimento, necesitando deflectar al mismo en su trayectoria a través de una curva.

Tabla 3. Resistencia a la curvatura en carreteras con superficie de rodamiento en buen estado para diversas velocidades*

Grado de curvatura	Radio, en m	Resistencia a la curvatura, en kg	Velocidad en km/h
3.28	349.3	18	80.5
3.28	349.3	36	96.5
6.56	174.65	18	48.3
6.56	174.65	54	64.4
6.56	174.65	108	80.5

* *Running Cost of Motor Vehicles as Affected by Road Design and Traffic NCHRP Report 111*

Resistencia a la inercia

Es la fuerza a vencer para incrementar la velocidad de los vehículos, y está en función del peso y de la tasa de aceleración vehicular; puede calcularse a partir de la siguiente ecuación:

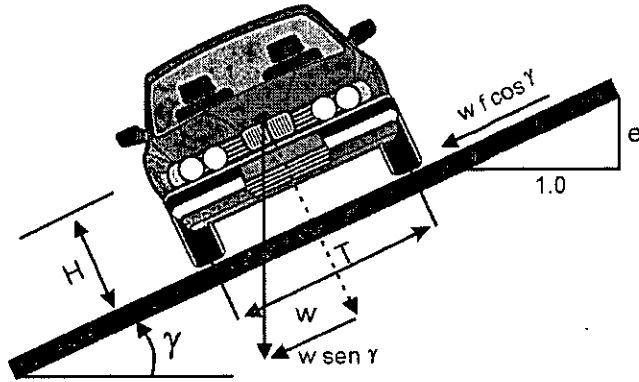
$$R_i = 28Wa$$

En donde :

R_i = resistencia a la inercia, en kg

W = peso bruto vehicular , en t

a = aceleración, en km/h/s



w = Peso del vehículo
 f = Coeficiente de fricción transversal
 g = Aceleración de la gravedad
 V = Velocidad del vehículo
 R = Radio de curvatura
 γ = Ángulo de inclinación
 e = $\tan r$ = índice de sobre aceleración
 T = ancho de entrevia
 H = Altura del centro de gravedad

Condiciones para que un vehículo viaje a través de una curva

Fig. 6.

Caballos de fuerza, HP

El caballo de fuerza es la relación entre el tiempo en realizar un trabajo y la potencia máxima que una máquina puede producir; es una medida de su capacidad de desempeño. El caballo de fuerza comúnmente en un vehículo de motor para propulsión, puede determinarse con la siguiente ecuación:

$$P = 0.0036Rv$$

En donde :

P = caballos de fuerza utilizados

R = suma de resistencias al movimiento, en kg

v = velocidad, en km/h

El impulso máximo de caballos de fuerza para arrancar un vehículo debe considerar ciertas partes del motor, las que incluyen el alternador, la transmisión automática, la dirección hidráulica y el aire acondicionado. Para automotores con accesorios de serie, los caballos de fuerza máximos disponibles para propulsión a 96.5 km/h es cerca del 50% de la relación de caballos de fuerza nominales del motor según el fabricante. Esta relación puede usarse para estimar los rangos de aceleración máxima dados con relación a la velocidad del motor y a los valores reales de resistencia, particularmente el rodaje y el aire.

Relación peso / potencia

La relación peso / potencia se emplea para indicar las características del rendimiento total de los vehículos; esta relación (kilogramos de peso bruto vehicular por cada HP disponible para la propulsión) es una medida directa de la lentitud de la operación vehicular, de tal manera que a las relaciones más altas corresponde el menor rendimiento del motor; y viceversa, a la mínima relación peso / potencia, la máxima eficiencia es el motor.

La relación peso / potencia se utiliza para indicar las características del desempeño total de los vehículos, particularmente para hacer comparaciones de desempeño aproximado entre diferentes tipos de transportes. La relación peso / caballos de fuerza (el número de kilogramos de peso bruto vehicular por cada caballo de fuerza disponible para la propulsión) es una medida directa de la operación vehicular. Una relación peso / caballos de fuerza baja, significa un alto desempeño a causa de que ésta refleja una alta relación de capacidad de potencia de resistencia al viaje. Las relaciones peso / caballos de fuerza puede expresarse en unidades métricas, como kg/t.

Rendimientos de la aceleración

La información sobre la capacidad de aceleración vehicular resulta necesaria para evaluar los requerimientos mínimos de la distancia de visibilidad de rebasamiento, y para determinar las longitudes mínimas de los carriles de aceleración y deceleración, también las tasas de aceleración son indispensables para calcular los ciclos de los semáforos en relación con el consumo de combustible y los valores del tiempo de viaje.

Máximas tasas de aceleración

En la tabla 4 se muestran las máximas aceleraciones en caminos a nivel para diferentes tipos de vehículos.

Importancia de la aceleración en el cálculo de la distancia de visibilidad de rebase

La distancia mínima de visibilidad de rebasamiento es aplicable sólo a carreteras de dos carriles y doble sentido de circulación, y es una función de la máxima aceleración debida a la máxima velocidad que deben alcanzar los transportes cuando rebasan a otro más lento. En la tabla 6 se muestran las distancias mínimas de visibilidad de rebasamiento recomendadas para proyecto.

Tabla 4. Aceleraciones máximas para varios tipos de vehículos, desde 0 km/h hasta la velocidad indicada

Tipo de vehículo	Peso típico sin carga	Potencia neta del motor				Aceleraciones máximas en caminos a nivel	
		Según el fabricante		A 24 km/h		A 24 km/h	A 48 km/h
	kg	HP	r/m	HP	r/m	km/h/s	km/h/s
Automóvil grande	2177	350	4400	60	1420	16.1	11.3
Automóvil mediano	1814	195	4800	40	1180	12.9	8.0
Automóvil intermedio	1361	120	4400	32	1490	12.9	8.0
Automóvil compacto	952	42	3900	17	1900	9.7	6.4
Pick up	2268	125	3800	30	1300	12.9	8.0
C2	5443	142	3800	43	1500	3.2	1.6
T3S3	20411	175	3200	140	2660	3.2	1.6

En la tabla 5 se incluyen las máximas aceleraciones en caminos a nivel, para varios tipos de vehículos con incrementos de velocidad en intervalos de 16 km/h.

Tabla 5. Aceleraciones máximas, en caminos a nivel, para varios tipos de vehículos con incrementos en intervalos de 16 km/h

Tipo de vehículo	Peso típico sin carga	Velocidades desarrolladas.			
		A 48 km/h	A 64 km/h	A 80 km/h	A 97 km/h
	kg	km/h/s	km/h/s	km/h/s	km/h/s
Auto grande	2177	8.0	6.4	4.8	4.0
Auto mediano	1814	8.0	6.4	4.8	3.2
Auto intermedio	1361	6.4	4.8	3.5	1.8
Auto compacto	952	3.2	1.9	1.1	-
Pick up	2268	3.2	2.9	2.4	1.1
C2	5443	1.6	0.9	0.3	-
T3S3	20411	1.3	0.6	-	-

Las tasas de aceleración en las cuales se basan son 2.2526 km/h/s para una velocidad promedio de rebase de 56 km/h; 2.3008 km/h/s para una velocidad promedio de rebase de 70 kph; 2.3652 km/h/s para 85 km/h, y 2.4135 km/h/s para una velocidad promedio de rebase de 100 km/h.

Tabla 6. Distancias mínimas de visibilidad de rebase para proyecto

Utilizada para proyecto		Utilizada para marcas en el pavimento	
Velocidad de diseño	Distancia mínima de visibilidad de rebase para proyecto	85 percentil de la velocidad	Mínima distancia de visibilidad de rebase para marcas en el pavimento
km/h	en m	km/h	en m
48	335	48	152
64	457	64	183
80	549	80	244
97	640	97	305
105	701	105	366
113	762	113	427
121	793	-	-
129	823	-	-

Para propósitos de proyecto, la distancia de visibilidad de rebasamiento tanto para restricciones horizontales como verticales, se calculó utilizando una altura del ojo del conductor de 1.10 m y un altura del objeto de 1.40 m; para el caso de pintar las marcas en el pavimento, éstas se estimaron a partir de una altura del ojo del conductor de 1.10 m y una altura del objeto de 1.10 m

2.8 El camino

Es la franja de terreno acondicionada para el tránsito vehicular; son parte integrante del mismo los accesos; intersecciones; paraderos; áreas de descanso; rampas de emergencia; pasos peatonales; vehiculares y de ganado, y los demás servicios que se presten en él.

Elementos básicos

El camino, propiamente dicho se encuentra alojado en una franja de terreno denominada derecho de vía, misma que por ley tiene un ancho mínimo de 40.00 m, suficientes para alojar desde una carretera de dos carriles hasta una de cuatro, con calles laterales de servicio y demás elementos, entre otros, los carriles de cambio de velocidad, las áreas para el ascenso y descenso de pasajeros, etc.

Carril de circulación

El ancho de los carriles de circulación en tangente fluctúa entre 3.00 y 3.70 m, dependiendo del vehículo de proyecto y de la capacidad y niveles de servicio que proporcionará la vía a lo largo de su vida útil; para los caminos **B**, **A** y **ET** el ancho mínimo de carril es de 3.50 m; para el resto de los caminos el valor mínimo es de

3.00 m, a excepción de los rurales de un sólo carril para ambos sentidos de circulación, que es de 4.50 m.

Acotamientos

Son fajas adyacentes a la calzada definidas por la orilla de ésta y el hombro. Van a ambos lados, aunque pueden ser de anchos diferentes.

Los acotamientos tienen por objeto:

- a) Suministrar seguridad al usuario al proporcionar en caso de emergencia, un ancho adicional de superficie de rodamiento
- b) Dar confinamiento al pavimento
- c) Aumentar la distancia de visibilidad en curvas horizontales en secciones en corte, y cuando se tenga una barrera central
- d) Facilitar los trabajos de conservación

El ancho del acotamiento derecho es de 2.50 a 3.00 m, y el izquierdo cuando la faja separadora central es angosta, de 2.00 m. Si es ancha, el acotamiento izquierdo puede ser de 1.00 m.

El color y la textura de los acotamientos serán, de preferencia, distintos a los de la calzada, y su pendiente transversal igual al de ésta.

Sección transversal

La complejidad de la sección transversal de una carretera varía directamente con la importancia de la infraestructura. Se requerirán más carriles para volúmenes de diseño muy grandes, y con mayor necesidad si el porcentaje de transportes pesados es alto. La necesidad de mantener la integridad del tránsito pesado en instalaciones saturadas lleva a la creación de carriles especiales y a la eliminación de estacionamientos a la orilla de los carriles, de tal manera que se llega a la necesidad de construir calles laterales de servicio, separadas de la corriente principal con fajas separadoras laterales.

La sección transversal de las carreteras está compuesta de varios elementos, los cuales para el propósito de su clasificación se concentran en tres amplios grupos: 1) la carretera en sí, con sus tangentes y curvas, tanto verticales como horizontales; 2) los elementos separadores del tránsito; y 3) las orillas de la carretera. Las dimensiones de cada uno se basan en la evaluación de los factores de proyecto y del nivel de servicio establecido en la infraestructura propuesta.

Pendiente del pavimento

Los pavimentos están peraltados desde el centro hasta cada orilla del camino para prevenir el estancamiento del agua, y permitir el escurrimiento en forma expedita. Un 2% de bombeo es suficiente, sin embargo, pudiera utilizarse un valor máximo del 3%.

Hombros

Se deberán proveer a todo lo largo de las carreteras, ya que proporcionan seguridad en paradas eventuales a la orilla de los caminos, y para reducir las fallas estructurales en la parte exterior del pavimento. Las dimensiones de los hombros, generalmente son de 3.0 cm de ancho en todas las carreteras. En la selección de los materiales, el color y la textura de los hombros debe procurarse un contraste adecuado entre éstos y el pavimento adyacente.

Ancho de carriles

El ancho mínimo será de 3.00 m, sin embargo el recomendado es de 3.70 m, ya que proporciona mayor seguridad a los vehículos pesados, sobre todo cuando se encuentran en carriles adyacentes.

Guarniciones

Se usan para controlar el escurrimiento en el camino, delinear el camino y evitar encharcamientos en ciertas áreas; hay dos tipos generales de guarniciones, montables y de barrera; las de barrera se diseñaron para prevenir o por lo menos impedir encharcamientos, y evitar que los vehículos las traspasen.

Las guarniciones montables se concibieron para que puedan cruzarse fácilmente sin ningún riesgo a velocidades relativamente altas. Las montables son generalmente bajas (menos de 15 cm), y tienen un talud de 2:1.

Las de barrera varían desde 15 hasta 50 cm de alto, dependiendo de la naturaleza del escurrimiento que vayan a prevenir. Son generalmente verticales o inclinadas no más de 1:3. Se usan en puentes y como protección alrededor de los pilares, o a lo largo de los muros para prevenir que los vehículos golpeen. Cuando se espera que los transportes se detengan adyacentes a ellas, su altura no debe exceder los 15 cm.

Las guarniciones de barrera continuas tienen que estar alineadas por lo menos 30 cm desde la orilla del carril de tránsito.

Fajas separadoras

Faja separadora es la franja de terreno que divide una carretera, separando sus sentidos de circulación. Esta sirve para delinear la extremidad izquierda del camino evitando el cruce de vehículos, disminuyendo el deslumbramiento entre los conductores y proporcionando un espacio para los automotores que se salen del camino, recobrando el control. La función exacta que se espera desempeñe una faja separadora depende del grado de control de acceso que se le proporcione a la carretera, y si se permitirán vueltas izquierdas y cruces a nivel; así como espacio de refugio para los peatones, señalamientos y semáforos; o como espacio de refugio para unidades descompuestas.

La importancia de una faja separadora como espacio para el drenaje depende del clima, la topografía y el número de carriles de tránsito. Su condición para reducir el deslumbramiento varía con el alineamiento de la carretera, la velocidad de manejo y la forma como la carretera este siendo iluminada por otros medios. Con tal fin, la vegetación en las fajas separadoras se utiliza frecuentemente para reducir el deslumbramiento. Su concepto ofrece flexibilidad al planeador y al diseñador, proveyéndoles de espacios para expansiones futuras de la obra. Dependiendo del terreno y del valor de la tierra, las fajas pueden proveer del espacio en el ámbito diferencial para separar perfiles de la carretera, dispositivos estructurales, carriles de cambio de velocidad, y rampas de acceso.

Algunas veces se clasifican como atravesables y de detención. Una faja separadora atravesable -comúnmente consiste en líneas pintadas, tachuelas y un área de pavimento de color, o textura contrastante- no representa una barrera física para el movimiento del tránsito. Una faja separadora de detención es aquella que puede incorporar cualquiera de los aditamentos de la atravesable, más una barrera física menor tal como una guarnición montable. Una barrera media consiste en un guarda riel, arbustos o cualquier tipo de muro el cual el tránsito no pueda cruzar intencionalmente.

Con las fajas separadoras atravesables, el ancho debe ser lo suficientemente amplio para prevenir que la mayoría de los vehículos fuera de control alcancen los carriles opuestos; se recomiendan 12 m donde la topografía, el espacio y el costo del derecho de vía lo permitan.

Objetos fijos

Todos los objetos fijos cerca de la carretera tienen que ser eliminados. Los árboles deben rodearse de arbustos que formen un cojín grueso, y estar alineados para que configuren una línea de barrera. Los guardarraíles en los pasos a desnivel deben ser continuos con los rieles del puente para dar el efecto de armonía entre el puente y el diseño de la carretera.

Ancho del derecho de vía

En el pasado, el ancho del derecho de vía se seleccionaba dependiendo del tipo de carretera que se iba a construir; se convertía entonces en un factor de control en las condiciones de diseño. Aunque esta práctica aún permanece, en cierto grado se está haciendo más frecuente que los requerimientos para el derecho de vía se establezcan con base en el diseño completo. Debe tomarse especial atención en los requerimientos futuros sí se prevén ampliaciones u otros cambios.

En algunos casos, un diseño mínimo puede ser económico y adecuado por un periodo corto; pero sí se espera que el tránsito aumente significativamente y con ello el número de carriles y lleguen a necesitarse intersecciones a nivel, se deberán valorar alternativas de construcción por etapas, contra una sola obra que desde el inicio no requiera ampliaciones en el horizonte de proyecto. En estos casos, pueden realizarse estudios económicos a través de escenarios de construcción, por tanto, el derecho de vía debe adquirirse inicialmente para permitir el último desarrollo de la carretera.

2.9 La velocidad

La velocidad es uno de los principales elementos para el proyecto geométrico de carreteras, ya que de ella dependen muchos de sus elementos de diseño; a continuación se describirá cada una de las velocidades que intervienen en el proyecto geométrico de carreteras.

Velocidad de proyecto

Es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino, y se utiliza para determinar los elementos geométricos del mismo como son los grados de curvatura; las longitudes críticas de las pendientes longitudinales; las distancias de visibilidad, ya sean de parada, de rebasamiento o de encuentro; sobrelevaciones en curva, etc.

Su selección depende del tipo de camino a proyectar y de los niveles de servicio que se proporcionarán, entre otros muchos elementos.

La velocidad de proyecto debe armonizar la seguridad, los alineamientos vertical y horizontal, la sobrelevación y las distancias de visibilidad, sin menospreciar el tránsito y su composición vehicular y su incidencia en los niveles de servicio, y los costos de operación vehicular.

Velocidad de punto

Es la velocidad de un vehículo a su paso por un punto de un camino. Los valores usuales para estimarla son el promedio de las velocidades en un punto de todos los transportes, o de una clase establecida de unidades.

Velocidad de marcha

Es la velocidad de un vehículo en un tramo, obtenida de dividir la distancia de recorrido entre el tiempo en el cual estuvo en movimiento. Los valores empleados se determinan como el cociente de la suma de las distancias recorridas por todos los transportes o por un grupo determinado de ellos, entre la suma de los tiempos correspondientes.

Velocidad de operación

Es la máxima velocidad a la cual un vehículo puede viajar en un tramo de un camino, bajo las condiciones prevalecientes de tránsito y atmosféricas favorables.

Niveles de Servicio

Control de accesos

En el proyecto geométrico se establecen diversos criterios y controles del proyecto, para asegurarse de que la futura infraestructura vial cumpla con las expectativas esperadas, como son los niveles de servicio considerados, y una operación consistente, segura y uniforme, por lo que el control de accesos es una medida de efectividad en el proyecto.

El control de accesos lo definiremos como la condición en la cual en el marco de la legalidad los propietarios u ocupantes de las tierras colindantes o limítrofes al derecho de vía o de aquellas personas que deseen acceder o cruzar, ya sea en forma aérea o terrestre, o conectarse al camino o aprovechar el derecho de vía, su ejercicio de uso está totalmente controlado por la autoridad pública.

En este sentido existen dos tipos de control de accesos:

1. *Control total de accesos*; significa que se da preferencia al tránsito de paso, y que sólo existen conexiones con otros caminos en puntos seleccionados de las carreteras, prohibiéndose además las intersecciones a nivel, y los accesos directos a las propiedades privadas
2. *Control parcial de accesos*; significa que se da preferencia al tránsito de paso, y que además de las conexiones con otros caminos en puntos específicos pueden existir algunas intersecciones a nivel y accesos directos a propiedades privadas

Las principales ventajas del control de acceso son la preservación o actualización de los servicios y la seguridad. La principal diferencia funcional u operacional entre una carretera con y sin control de accesos, es el grado de interferencia con el tránsito de vehículos y peatones que entran, salen y cruzan la carretera.

Con control de accesos, las entradas y salidas se localizan en puntos bien elegidos para ajustarse a las necesidades del tránsito y del uso del suelo, y están diseñados para permitir a los vehículos a entrar y salir seguros con un mínimo de interferencia con el tránsito interno, preservando una alta calidad en el servicio, y reduciendo el potencial de accidentes. En carreteras donde no hay control de acceso y existen desarrollos comerciales al lado del camino, las interferencias a partir de estos puntos se pueden convertir en un factor de disminución de la capacidad, en el aumento potencial de accidentes y en la disminución de la movilidad para la cual se creó la infraestructura.

En el proyecto geométrico de una carretera rural nueva, sin control de accesos, generalmente se tienen pocas intersecciones y negocios al lado del camino, de tal manera que el promedio de accidentes se puede equiparar al de una autopista; sin embargo, con el tiempo, los negocios y las intersecciones aumentan a causa de la libertad de acceso, de tal manera que el promedio de los percances puede duplicarse y hasta triplicarse. Al paso del tiempo, el volumen de contratiempos de la autopista permanece igual e incluso con tendencia a disminuir ligeramente; por lo anterior, el control total de accesos es el factor de seguridad más importante a considerar en el proyecto de carreteras nuevas.

Para las carreteras que por necesidad regional se diseñan sin control de accesos para proporcionar seguridad, habrá que considerar cuatro puntos funcionales:

1. Limitar el número de puntos de conflicto
2. Espaciar racionalmente las intersecciones a nivel
3. Limitar los cambios bruscos de velocidad
4. Evitar las vueltas izquierdas directas

Por último, la vía que se vaya a construir se deberá estar acorde con los planes de desarrollo y de uso local del suelo, para asegurar que en un futuro se consiga un grado aceptable de control de accesos, coordinados con las ordenanzas municipales y estatales.

Condiciones de la infraestructura: se refiere a las características físicas de la infraestructura, ya sea ésta de tránsito continuo o discontinuo; con o sin control de accesos; dividida o no; de dos o más carriles, etc.; al ancho de los carriles y de los acotamientos; distancia a obstáculos laterales; velocidad de proyecto; restricciones al rebase, y características de los alineamientos.

Así también, más que asociar la geometría al tipo de terreno en donde se aloja la infraestructura, son las características geométricas del camino que permiten a los vehículos pesados sostener las mismas velocidades que los ligeros que son representativas de un “terreno tipo plano”, y análogamente los caminos en donde los transportes pesados operan a velocidades de régimen en distancias significativas o a intervalos frecuentes, son representativas de un “terreno tipo montañoso”.

Condiciones del tránsito: se refiere a su distribución en tiempo y espacio, y a su composición vehicular.

Condiciones de control: se refiere a los dispositivos para el control del tránsito instalados en el camino, tales como semáforos y señales restrictivas como son las señales de alto, ceda el paso, no estacionarse, solo vuelta izquierda, etc.

La capacidad como un control de diseño: Volumen de Servicio vs Volumen de Proyecto

El volumen de diseño es el volumen de tránsito estimado que utilizará un tipo de carretera durante el horizonte de proyecto, el cual usualmente es de 10 a 20 años; este volumen es el producto del proceso de planeación.

El objetivo en el proyecto es trazar una carretera de tipo apropiado con valores dimensionales y características de alineamiento tales que el flujo de servicio de diseño promedio sea por lo menos igual al flujo de tránsito promedio durante el periodo pico de 15 min. de la hora de diseño, pero no tan grande que represente un sobre diseño o valores extravagantes. Cuando se cumple este objetivo, el proyecto resulta más económico y eficiente.

Medidas de congestión

Así como los elementos geométricos del camino se pueden expresar cuantitativa y cualitativamente, el flujo de tránsito también se expresa de la misma manera en términos de volúmenes de servicio y niveles de servicio respectivamente; el volumen de servicio se da por unidad de tiempo, que para el caso son vehículos por hora; la composición del tránsito se puede expresar en términos de porcentajes vehiculares de cada clase; y sus características en las horas de máxima demanda, incluida su distribución direccional. Así también, la sección transversal se manifiesta en unidades métricas, y las tangentes horizontales en términos de su longitud y de su pendiente.

Para manifestar el grado de congestión de una vía se analiza la seguridad y la libertad de maniobra; el volumen de tránsito y su relación con la capacidad; así como la velocidad más alta registrada a la cual el conductor puede viajar, bajo las condiciones de tránsito prevalecientes sin exceder la velocidad de proyecto para secciones específicas de la carretera.

La densidad es el parámetro crítico que describe las operaciones del tránsito, describe la proximidad de los vehículos unos con otros y refleja la libertad para maniobrar dentro de la corriente del tránsito. Mientras la densidad aumenta a partir de cero, el promedio de flujo también se incrementa a causa de que hay más unidades en la carretera. En tanto esto sucede, la velocidad comienza a declinar (debido a la interacción vehicular). A medida que la densidad continúa aumentando, se alcanza un punto en el cual la velocidad declina precipitadamente. El estado más crítico de flujo se alcanza cuando el producto

del incremento de la densidad y el decremento de la velocidad, da como resultado un flujo reducido.

El promedio máximo de flujo de cualquier infraestructura dada es su capacidad; y la densidad a la cual esto ocurre se llama densidad crítica. Por su parte, la velocidad a la que ocurre se conoce como velocidad crítica. Cuando el volumen de tránsito se aproxima a la capacidad, el flujo se hace más inestable a causa de que los espacios inter vehiculares útiles en la corriente de tránsito disminuyen, y cualquier perturbación en él crea congestionamientos.

Para los flujos de tránsito ininterrumpidos, esto es, para los no influenciados por intersecciones semaforizadas, las condiciones operacionales del tránsito se definen por tres medidas principales: la velocidad, el volumen, y la densidad.

La máxima razón del flujo para una infraestructura dada es su capacidad; la densidad a la cual esto ocurre es la densidad crítica, y análogamente la velocidad a la que esto ocurre es la velocidad crítica. Cuando el flujo se aproxima a la capacidad, el flujo se hace más inestable a causa de que los espacios disponibles en la corriente del tránsito son pocos; de tal manera que cualquier perturbación por causa de los transportes que entran o salen de la infraestructura o de las maniobras en los carriles internos, crea un problema que no puede ser tratado o disipado con efectividad; de tal manera que la operación en o cerca de la capacidad es difícil de mantener por largos periodos de tiempo sin la formación de líneas de espera. Por tal razón, la mayoría de las carreteras están diseñadas para operar a volúmenes menores de su capacidad.

Para flujo interrumpido, tal como ocurre en calles donde el tránsito se controla por semáforos, el usuario no está muy interesado en una velocidad de recorrido mayor, ya que espera detenerse en la siguiente o siguientes intersecciones, según el tipo de calle o avenida por donde circule. De aquí que el retraso por parada promedio sea la principal medida de efectividad que se utiliza, ya que también es relativamente fácil de medir y conceptualmente simple. Esta es una característica de las operaciones de las intersecciones, la cual se relaciona muy de cerca con la percepción de la calidad del flujo de tránsito del conductor.

Relación entre la razón del flujo del tránsito y la congestión

La congestión no significa una suspensión completa de la circulación, más bien puede entenderse como una restricción o interferencia del flujo libre normal. Para cualquier clase de carretera dada, sea ésta vía libre, carretera con libre acceso o calle local, la congestión aumenta con un incremento en el promedio del flujo hasta que éste es casi igual a la capacidad de la infraestructura, en el cual el punto de congestión se agudiza.

La Fig. 7 ilustra la relación entre la velocidad de recorrido promedio y el flujo de tránsito promedio por carril en una vía rápida, La velocidad de recorrido promedio disminuye aproximadamente 57 km/h a medida que el flujo promedio aumenta

aproximadamente a 2000 autos de pasajeros por carril, por hora. A este promedio de movimiento cualquier interrupción menor en el flujo libre del tránsito, causa que opere en una base de pare y avance, con una disminución en el desplazamiento de tránsito promedio que reduce el volumen de circulación que puede ser atendido.

Las secciones de carreteras donde hay volúmenes de tránsito que se cruzan en distancias relativamente cortas, se llaman zonas de entrecruzamiento. La velocidad de recorrido promedio, y de ahí el grado de congestión, es una función no sólo de la magnitud de tránsito involucrado en los movimientos de entrecruzamiento, sino también de la distancia dentro de la cual deben completarse las maniobras de entrecruce.

Niveles aceptables de servicio

Desde el punto de vista del usuario de la carretera sería preferible para cada uno tener derecho exclusivo a la vía en el momento que hubiera ocasión o necesidad de usarla. Además, desear que todas las carreteras fueran del tipo que pudieran permitir velocidades mayores a las normalmente aforadas por las calles de superficie urbana. Sin embargo, los conductores reconocen que si otros son para compartir los costos de la instalación para transportación, ellos también deben compartir su uso. Realmente aceptarán una cantidad moderada de congestión. Sólo que el grado de congestión que el público que maneja está dispuesto a aceptar como razonable, permanece como una forma de conjetura aunque es sabido que varía en un número de factores.

El conductor promedio comprende en una forma general, que las medidas correctivas para aliviar un congestionamiento pueden ser más costosas en algunas instancias que en otras y generalmente aceptará un alto grado de saturación en el área donde las mejoras se hagan únicamente a un costo sustancial. El conductor también acepta mayor disponibilidad a un alto grado de tolerancia si los viajes son más cortos que largos, pero no está satisfecho con el tipo de operaciones que ocurren cuando el volumen de tránsito se aproxima a la capacidad de la instalación.

Desde el punto de vista del administrador de la carretera, el nivel de congestión que los usuarios deben soportar está ligado a la disponibilidad de recursos. Históricamente, los fondos nunca han sido suficientes para cumplir con todas las necesidades, y lo que resulta un serio problema para hacer avanzar el programa de mejoramiento de carreteras, suficientemente rápido para prevenir que éstas se sobrecarguen más allá de su capacidad.

La forma de decidir sobre el nivel de servicio que puede emplear como una meta en la planeación y diseño de mejoramiento de carreteras, se resuelve sopesando los deseos de los conductores contra los recursos disponibles para satisfacer esos deseos. El nivel de servicio que podría no haberse excedido durante el año de diseño en una carretera propuesta, se determina realísticamente con lo siguiente:

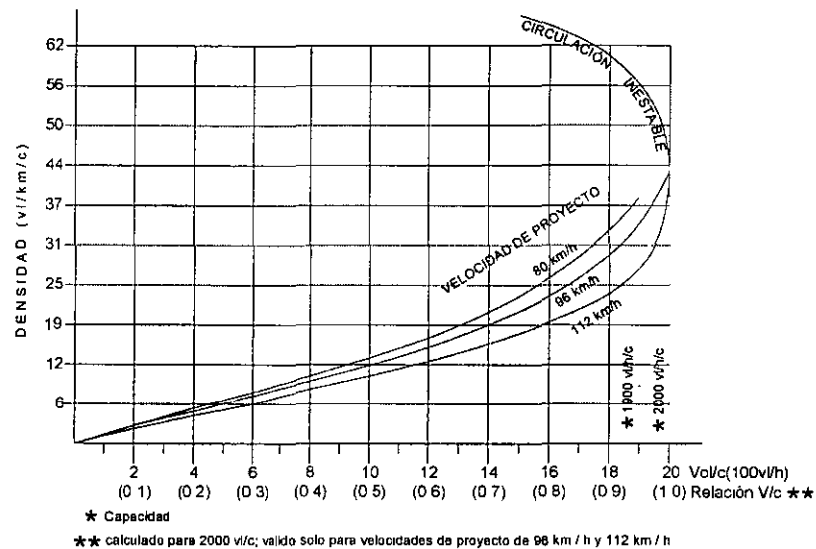


Figura 7 Relación Volumen -Densidad

1. Estimados de las condiciones de operación, que la mayoría de los conductores aceptarán como satisfactorias
2. Estimados de las normas más altas de mejoramiento de la carretera, que la jurisdicción gubernamental puede apoyar
3. Reconciliación de las demandas de los conductores y público en general, con las formas disponibles para cumplir con estas demandas

Esta reconciliación de deseos con los recursos disponibles es un proceso administrativo de gran importancia. Primero, debe tomarse la decisión de cuál es el nivel de servicio que no conviene ser excedido durante el periodo en el que la infraestructura tenga que llevar sus cargas de tránsito de diseño. Luego, los requerimientos de diseño, tales como el número de carriles, para que la obra pueda estimarse desde la relación discutida en secciones anteriores.

Principios para establecer niveles aceptables de servicio

No existe un método científico para decidir el nivel máximo de congestionamiento a ser aceptado como una base para el diseño. Esta decisión por si misma se presta a una técnica de modelo, más que a la inserción de coeficientes dentro de un programa de cómputo. No obstante, algunos principios o lineamientos auxiliarán para llegar a una decisión, mismos que se discuten a continuación:

1. La carretera debe diseñarse para que cuando circule el volumen de proyecto, la demanda del tránsito no exceda la capacidad de la infraestructura durante intervalos cortos de tiempo

Las condiciones se hacen intolerables para los conductores cuando la demanda de tránsito excede la capacidad de la infraestructura; además, en el caso de paradas en la carretera, sin que sea por semáforos, el flujo del tránsito promedio se reduce drásticamente debajo del nivel a ser atendido con el flujo de tránsito, a una velocidad de 50 a 55 km/h.

Las paradas ocurrirán si la capacidad se excede en intervalos cortos de tiempo. La causa de que el tránsito no fluya uniformemente a lo largo de una hora completa, se debe a picos excedidos en ese tiempo.

Para las autopistas, el flujo de tránsito promedio durante intervalos cortos de máxima demanda, parece no exceder la capacidad de la carretera, la cual comúnmente es de 2000 vehículos ligeros por carril por hora (vl/h/c) a menos que la demanda para la hora total se exceda por cerca de 1600 a 1800 vl/h/c. Para las carreteras sin control de acceso, para flujo ininterrumpido el volumen horario total, generalmente no excederá de 85 a 90% de la capacidad. Esta puede variar desde cerca de 1200 a 2000 vl/h/c, dependiendo de una gran diversidad de factores.

2. Los volúmenes de diseño proporcionados por carril, no deben exceder la razón por la cual el tránsito puede disiparse desde una línea de espera

Este principio encuentra aplicación en autopistas y en carreteras multicarril; si el tránsito se detiene momentáneamente en un carril de una autopista por cualquier causa, el flujo del tránsito no puede recobrase a un promedio de 2000 vl/h/c, lo cual es la capacidad de la propia banda corriendo libremente.

Lo anterior tiene aplicación primordial en el establecimiento de casetas de cobro en las autopistas, para lo cual la tasa de arribo no debe exceder a la de servicio en la caseta de cobro; generalmente, la tasa promedio a la cual los vehículos pueden salir desde una línea de espera, se estima en un rango de 1500 a 1800 vl/h/c.

3. El diseño debe permitir cierta libertad a los conductores para seleccionar su velocidad; esta selección tiene que estar relacionada con la longitud del viaje

Este principio es aplicable a todas las carreteras, de tal manera que el grado de libertad que se le puede permitir al conductor para seleccionar su velocidad es una determinación subjetiva.

Si, por ejemplo, se define que una velocidad de recorrido promedio de 80 km/h es satisfactoria para viajes cortos en autopistas, el flujo máximo promedio que puede ser atendido por una autopista de seis carriles es aproximadamente de 1700 vl/h/c.

El promedio de velocidad entre el conductor más lento y el más rápido puede ser de 24 km/h, sin embargo, es factible garantizar velocidades más altas, en pasos de 10 km/h; en la selección de la velocidad de proyecto, así como para autopistas con velocidades de proyecto de 90 km/h, se pueden registrar volúmenes de 1500 vl/h/c.

Los valores anteriores entre las velocidades y los volúmenes observados son aproximados, y se aplican a situaciones comunes donde se utilizan velocidades de diseño altas y carriles de 3.65 m de ancho, variando los valores anteriores ligeramente con las características de la carretera, tales como tipo de terreno, velocidad de proyecto, número de carriles, etc.

4. Las condiciones de operación deben proporcionar un grado de libertad, consistente entre la tensión del conductor que éste experimenta, con la longitud y duración del viaje

Esto puede parecer un corolario de los principios previos; sin embargo, el planteamiento, o principio 3, tenía que hacerse con tensiones que crecen fuera de la impaciencia, mientras que el 4 departe con las tensiones que se desarrollan de conducir en una corriente de tránsito compacta a velocidades que son reconociblemente muy altas para ser seguras, pero sobre las cuales el individuo está menos facultado para ejercer control.

Si el conductor disminuye la velocidad, éste induce a otros a rebasarlo, reduciendo de este modo el espacio que el conductor habrá visto hacia adelante. El viaje en autopistas a velocidades de 65 a 80 km/h, bajo condiciones de densidad muy altas es una experiencia frecuentemente tensa para muchos, y es algo que no debe ser soportado sino evitado. No hay datos de investigación que apoyen recomendaciones, como la longitud máxima de tiempo que los conductores pueden o deben sobrellevar el viaje en condiciones de densidad alta, pero es comúnmente aceptado que las tensiones se forman con la exposición prolongada.

Las tensiones del conductor, asociadas a las densidades de la autopista de 30 v/km/c, generalmente se consideran aceptables para trayectos dentro de la mayoría de las áreas metropolitanas. Para viajes más largos se requiere de concentración mental, y la tensión que se desarrolla mientras se maneja en tránsito pesado es excesiva. Consecuentemente, deben emplearse volúmenes más bajos para diseñar vías rápidas que atiendan desplazamientos relativamente más largos.

5. Se debe tener conocimiento de las limitaciones prácticas que obstaculizan el diseño de una autopista ideal

La sección de una autopista ideal es capaz de captar 2000 vl/h/c. Ahora más que nunca, es necesario el compromiso en el diseño de aditamentos ajustar la autopista u otro tipo de carretera dentro del derecho de vía disponible, o economizar sobre ciertos aditamentos, tales como la curvatura o de la longitud de los carriles de cambio de velocidad, o localizar intercambios cercanos a cada sitio deseable. En otras palabras, es prácticamente imposible diseñar una sección de autopista con capacidad uniforme a través de su longitud. Además, ciertos aditamentos que se requieren para que la vía cumpla la definición del término "ideal" están aún en investigación. Esto es muy sabido: pocas autopistas han demostrado capacidad para llevar 2000 vl/h/c. Por otro lado, hay pocas carreteras que no tienen capacidad de manejar 1700 vl/h/c. Los efectos adversos o las deficiencias en el diseño de los tipos discutidos arriba no son aparentes, a menos que el volumen de tránsito exceda 1500vl/h/c.

6. La actitud de los conductores hacia las condiciones de operación adversas está influenciada por el desconocimiento que tienen de los costos de construcción y del derecho de vía necesarios para proporcionar un mejor servicio

Los usuarios de la carretera aceptarán condiciones de operación pobres si sienten que esa vía es la mejor que puede ser provista razonablemente en una localización en particular. Ellos reconocen en una forma general, que las carreteras son extremadamente costosas en áreas densamente desarrolladas de alto valor del terreno, en terreno difícil y a través de obstáculos mayores tales como corrientes navegables, o puertos.

Valores índice para proyecto

Las autopistas, bajo condiciones ideales de diseño y tránsito tienen una capacidad de 2000 vl/h/c; las carreteras de dos carriles que sirven al tránsito en dos direcciones tienen una capacidad de 2800 vl/h/c para ambos sentidos de circulación. Las condiciones ideales consisten en flujo ininterrumpido, sin interferencias marginales de vehículos o peatones, sin transportes comerciales, carriles de 3.70 m de ancho, hombros adecuados, y velocidad de diseño alta y sin restricciones de visibilidad para adelantar o rebasar.

Las capacidades mencionadas, pudieran no ser deseables, dependiendo del uso y diseño deseado de la carretera, según se explicó en los principios anteriores

Autopistas y carreteras multicarril

Para trayectos cortos, la tolerancia a las tensiones de manejo y la relativa pérdida de tiempo en el viaje son bien tolerados, siempre que la velocidad de viaje no se decremente drásticamente, y la densidad del tránsito no exceda de 30 v/km/c. No

hay un criterio bien definido para fijar estos valores; no obstante, se procurará no llegar a la densidad indicada.

Para trayectos largos, una densidad de 17 v/km/c deberá ser el valor superior durante la vida útil del proyecto, ya que esta densidad soportará una velocidad promedio de recorrido de cerca de 90 km/h, con un promedio de flujo vehicular de 1500 v/h/c.

Para autopistas rurales, la velocidad promedio de recorrido es el factor dominante. Sobre la base de la experiencia, una densidad de 12 v/km/c permitirá una velocidad de recorrido promedio de cerca de 92 km/h en una autopista de cuatro carriles con un promedio de flujo de 1100v/h/c.

Otros factores, además del volumen de tránsito que afectan las condiciones de operación

La habilidad de una carretera para atender el flujo efectiva y eficientemente, está influenciada por las características del tránsito y del camino.

Factores de la carretera

Pocas carreteras poseen todos los requerimientos para ser lo último en características de diseño; aunque la mayoría de las autopistas modernas tienen secciones de dimensiones adecuadas, varias caen debajo del ideal con respecto a la velocidad de diseño, el trazo, las secciones y diseño de rampas. Estas inadecuaciones en el proyecto geométrico, traen como consecuencia el uso ineficiente del resto de la autopista.

En el resto de los caminos, las intersecciones a nivel no semaforizadas, causarán inevitablemente interferencias en la libre operación del tránsito; así también, las pendientes ascendentes, provocarán pérdidas en la eficiencia de la vía y podrán llevarla a la congestión por periodos de tiempo relativamente largos, aun con volúmenes de tránsito bajos.

Carreteras de dos carriles, uno por sentido de circulación

En estas obras, las zonas de no rebasar y las pendientes ascendentes, combinadas con los porcentajes de vehículo pesados dictan las medidas de efectividad, de tal manera que para que se puedan otorgar niveles de servicio aceptables a lo largo de la vida útil del proyecto, se deberán proyectar con anchos de carriles mínimos de 3.70 m, pendientes ascendentes congruentes con los vehículos de proyecto, velocidades de diseño altas, y rampas e intersecciones bien definidas.

Alineamiento

Para el tránsito que viaja a cualquier velocidad dada, el mejor alineamiento es el que más tránsito puede llevar. No obstante, el desarrollo de los caminos incluye diferentes tipos de terreno, razón por la cual, la carretera debe subdividirse en secciones con características de diseño uniformes y que se puedan proporcionar, en todo lo posible, los mismos niveles de servicio.

Se deberán evitar al máximo curvas aisladas con grados de curvaturas grandes, así como pendientes altas y longitudes considerables, ya que estos elementos limitan la capacidad de la carretera.

Zonas de entrecruzamiento

Son los segmentos de autopista en donde el comportamiento del tránsito que entra y sale de ésta se lleva a cabo en puntos contiguos, dando como resultado que los vehículos se entrecrucen de tal manera que cuando la distancia en que ocurre esta maniobra es muy corta, la operación de la autopista se decrementa en calidad.

Generalmente, los usuarios de las autopistas toleran las zonas de entrecruzamiento siempre y cuando no sean frecuentes y la velocidad de operación no se decremente en más de 10 km/h.

Las principales medidas de efectividad para evaluar las zonas de entrecruzamiento son la longitud, el número de carriles para efectuar la maniobra y el volumen de tránsito, que llevará a cabo el entrecruzamiento.

Carriles de aceleración y deceleración

Los carriles de aceleración y de deceleración son elementos geométricos que pueden influenciar adversamente las condiciones de operación de las carreteras, si la demanda de uso es excesiva o su diseño es insuficiente; lo anterior suele provocar que la utilización del carril 2 de una autopista se utilice con más frecuencia, tratando de evitar el carril 1, contiguo al o a los carriles de cambio de velocidad, agregándose congestión a los carriles restantes. De este modo, si sólo hay dos carriles por sentido en la autopista, la eficiencia por carril disminuye significativamente en las inmediaciones de las intersecciones, comparativamente con aquellas de tres o más carriles por sentido.

La pérdida de eficiencia es una función del volumen de tránsito que entra o sale de la autopista; por tal motivo, las distancias de entrada y salida deben establecerse correctamente y con un buen diseño geométrico.

Aparte de los efectos sobre el flujo de la autopista, el tránsito que utiliza las rampas está expuesto a diferentes formas de congestión, la cual no se presta por

si misma para medirse en términos de velocidad de recorrido, retraso o tensión del conductor.

El grado de congestión en estos movimientos se relaciona con el volumen total de tránsito en el carril 1 de la autopista en la vecindad de la rampa de la intersección. No hay aún una base científica para determinar el flujo máximo promedio del flujo que puede ser atendido en los carriles de cambio de velocidad, sin producir congestiones excesivos; sin embargo, la experiencia determina que los flujos mostrados en la siguiente tabla son aceptables para un diseño conservador.

Tabla 7. Flujo de servicio promedio en el carril 1 de las autopistas, en la vecindad de los carriles de cambio de velocidad

Tipo de carril de cambio de velocidad	Localización	Promedio de flujo máximo aceptable en el carril 1 de la autopista
Entrada	Urbana	1450
	Rural	1000
Salida	Urbana	1500
	Rural	1050

Factores del tránsito

La corriente común del tránsito está compuesta de una mezcla de unidades: vehículos ligeros, autobuses, camiones y ocasionalmente de transportes recreativos; así también el tránsito no fluye a un promedio uniforme a través de las horas, días, temporadas y los años. Se deben tener en consideración estas dos variables: la composición del tránsito y las fluctuaciones del flujo del tránsito.

El efecto de los autobuses, camiones y transportes recreativos impacta a la corriente del tránsito, de tal manera que hay que convertirlos a vehículos ligeros equivalentes, para tal efecto, en la siguiente tabla se dan estos factores.

La unidad de tiempo aceptada para expresar el flujo promedio es el periodo de una hora; así también, dicho flujo no es uniforme a través de la hora ya que hay periodos menores, donde la tasa de arribo es mayor a la de una hora.

El modelo empleado para calcular la capacidad y los niveles de servicio, considera las condiciones de operación prevalecientes durante los 15 min más congestionados de la hora, y así establecer el nivel de servicio para toda la hora.

Tabla 8. Factores para convertir camiones, autobuses y transportes recreativos a vehículos ligeros equivalentes

Factores de equivalencia			
Tipo de vehículo	Terreno		
	Nivel	Lomerío	Montañoso
Camión	1.7	4	8
Autobús	1.5	3	5
Recreativos	1.6	3	4

Se considera que el volumen horario total que puede ser atendido sin exceder un grado específico de congestión es igual o menor de cuatro veces el conteo máximo de 15 minutos más alto con respecto al volumen horario total, y es llamado factor de la hora de máxima demanda (FHMD).

El FHMD puede describirse como el promedio del volumen horario total del número de vehículos durante el periodo de 15 min más alto, multiplicado por cuatro. Este nunca es mayor de 1.00 y normalmente está en el rango de 0.75 a 0.95; de este modo, por ejemplo, si el promedio de flujo máximo que puede ser atendido en cierta autopista, sin congestionamientos es 4200 vehículos por hora durante el periodo de 15 minutos más alto; y además, si el FHMD es 0.80, el volumen horario total que puede ser acomodado a este nivel de servicio es de 3360 vehículos, o sea el 80% del flujo de tránsito promedio durante el periodo de 15 minutos más congestionado.

Niveles de servicio

En la planeación, proyecto y operación de las obras viales, los análisis de niveles de servicio juegan un papel preponderante, pues permiten estimar las máximas magnitudes de tránsito operables mientras se mantengan los atributos que caracterizan la calidad del flujo vehicular.

Existen seis niveles de servicio, como medida cualitativa, que van del más favorable hasta el más desfavorable, y se designan con las letras de la **A** a la **F**.

Nivel de servicio A: corresponde a una condición de tránsito libre, con volúmenes vehiculares bajos y velocidades altas. La densidad es baja y la velocidad depende del deseo de los conductores, dentro de los límites establecidos por las condiciones del camino.

Nivel de servicio B: corresponde a la zona de tránsito estable, con velocidades de operación que empiezan a restringirse por las condiciones del tránsito. Los conductores tienen una libertad razonable de elegir sus velocidades y el carril de operación.

Nivel de servicio C: se encuentra en la zona de tránsito estable, pero las velocidades y posibilidades de maniobrar dependen del volumen de tránsito. Se obtiene una velocidad de operación satisfactoria.

Nivel de servicio D: empieza a tener tránsito inestable, con velocidades de operación aun satisfactorias, pero afectadas considerablemente por los cambios en las condiciones de operación.

Nivel de servicio E: el flujo viaja a velocidades constantes pero significativamente bajas, más que en cualquiera de sus niveles predecesores; el volumen de tránsito corresponde a la capacidad, así también el flujo de tránsito no puede elegir sus maniobras con libertad.

Nivel de servicio F: Se caracteriza porque el tránsito fluye en forma forzada; con paradas continuas.

A cada nivel de servicio (medida cualitativa) se asocia un volumen de servicio (medida cuantitativa).

En general, la capacidad de la infraestructura se define como la máxima razón horaria, en la cual los vehículos pueden pasar por un punto, una sección uniforme o un carril de un camino durante un lapso de tiempo dado, bajo las condiciones prevalecientes del camino, el tránsito y de control.

Finalmente, la capacidad se define para condiciones prevalecientes que son factores que al variar la modifican; éstos se agrupan como sigue:

Las medidas para definir los niveles de servicio dependen del tipo de camino; en la tabla 9, se describen las diferentes medidas de efectividad para evaluar los diversos niveles de servicio de las obras.

Las medidas básicas para caracterizar el flujo son la velocidad, el volumen, o el volumen de demanda máximo, y la densidad.

Para fines de niveles de servicio se considera la velocidad media de viaje, definida con la siguiente expresión:

$$\bar{V} = \frac{n * L}{\sum_{i=1}^n t_i}$$

En donde :

\bar{V} : velocidad media de viaje

n : número de vehículos considerados en la muestra estadística

L : distancia recorrida

t_i : tiempo empleado por el vehículo i para recorrerla, incluyendo demoras

Las medidas básicas para caracterizar el flujo del tránsito son la velocidad, el volumen, o el volumen de demanda máximo y la densidad.

El volumen **V** y el volumen de demanda máximo **VD**, son medidas para cuantificar el tránsito que pasa por un punto, un carril o camino durante un lapso de tiempo determinado, y se definen como sigue:

Volumen es el número total de vehículos que pasan por un punto dado, o una sección o carril de un camino durante un intervalo de tiempo dado; el volumen se expresa en términos anuales, diarios, horarios o menores de una hora.

Tabla 9. Medidas de efectividad para evaluar los niveles de servicio de diferentes tipos de obras

Carreteras con tránsito continuo		
Autopistas	Segmentos básicos	Densidad
	Entrecruzamientos	Velocidad media de viaje
	Vías de enlace	Volumen
Carreteras	Multicarriles	Densidad
	Dos carriles	Demora porcentual
Infraestructura con tránsito discontinuo		
Calles	Segmentos y tramos	Velocidad media de viaje
Intersecciones	Con semáforos	Demoras
	Simple	Capacidad remanente

El volumen de demanda máximo es la razón horaria equivalente de los vehículos que pasan por un punto dado, o sección de un carril o camino durante un intervalo de tiempo dado menor de una hora.

La diferencia entre los términos anteriores es muy importante; el primero es un número real de vehículos analizados o proyectados a pasar por un punto durante un intervalo de tiempo menor de una hora, pero expresado como una razón horaria equivalente. El volumen de demanda se determina dividiendo el número máximo de vehículos observados en un período sub horario entre el tiempo en horas, en el cual fueron estudiados; así, un volumen de 100 vehículos observados en un período de 15 min implica un volumen de demanda máximo de:

$$\frac{100 \text{ veh}}{0.25\text{h}} = 400 \text{ veh/h}$$

Ejemplo:

Período de tiempo	Volumen	Volumen de demanda
5:00 a 5:15	1000	4000
5:15 a 5:30	1200	4800 *
5:30 a 5:45	1100	4400
5:45 a 6:00	1000	4000
Σ	4300	

* Volumen de demanda máximo

El término "capacidad" se usa para expresar el promedio horario máximo en el cual se espera que personas o vehículos puedan atravesar razonablemente por un punto o sección uniforme de una calle o carretera durante un periodo de tiempo dado, bajo las condiciones prevalecientes de la carretera y el tráfico. En el sentido genérico, el terreno trata las estrechas relaciones entre las características operacionales y las condiciones de la carretera, la composición del tránsito y las muestras de flujo y el grado relativo de congestión en varios volúmenes de tránsito para todo el promedio de volúmenes muy ligeros de éstas que igualan la capacidad de la instalación, como se definió arriba. El sujeto es aquí discutido en el sentido genérico

Las siguientes secciones son una breve revisión de los principios y factores mayores que conciernen al diseño de capacidad de carretera y suman los valores de diseño para los diversos tipos de vías básicas rurales y urbanas. A fin de determinar la capacidad para un diseño de carretera en particular, debe referirse como guía el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM), el cual se empleó como referencia básica de esta sección. La edición actual, publicada en 1995, modifica algunos procedimientos de ediciones anteriores, basándose en investigaciones más recientes.

Aplicación

La información de capacidad de la carretera sirve a tres propósitos generales:

- 1.- Se utiliza en los estudios de planeación de transporte para evaluar la infraestructura y su eficiencia con respecto a la red carretera existente; así como para estimar el año cuando el crecimiento del tránsito pueda sobrepasar la capacidad o quizá alcanzar un nivel por debajo de la capacidad, pero sin llegar a la congestión de la vía.
- 2.- El conocimiento de la capacidad y de los niveles de servicio de la carretera es esencial para diseñarla, y ajustarse a los requerimientos del tránsito en el futuro y

seleccionar la selección tipo de carretera con el número de carriles y pendientes con las longitudes máximas sin castigar la economía del transporte.

3.- La información se utiliza en el análisis de operación del tránsito, para aislar zonas de cuellos de botella (existente o potencial), y preparar las mejoras operacionales que puedan actuar como medidas de control del tránsito.

El grado de exactitud de los datos del tránsito, es deseable con un alto grado de precisión. Para el diseño de una carretera, un nivel de precisión regular es suficiente a causa de que los datos del tránsito se estiman frecuentemente para un horizonte de proyecto de 10 a 20 años y no sólo involucran aproximaciones de los volúmenes de tránsito, sino de factores tales como la composición del flujo y el movimiento de las muestras.

La tabla 10 presenta una breve descripción de las características de operación para cada nivel de servicio y tipo de carretera.

Tabla 10. Niveles de servicio característicos, por tipo de camino

Nivel de servicio	Autopistas (control total de accesos)	Carreteras multicarril (control parcial de accesos)	Carreteras de dos carriles (sin control de accesos)	Arterias urbanas y suburbanas (sin control de accesos)
A	Flujo libre, velocidad promedio de viaje en o mayor a 97 km/h. Razón del flujo de servicio de 700 vl/h/c.	Velocidad promedio de viaje en o mayor a 92 km/h. Bajo condiciones ideales la razón de flujo está limitada a 700 vl/h/c o 36 % de la capacidad	Velocidad promedio de viaje de 80 km/h. o mayor Muchas de las maniobras de rebase pueden llevarse a cabo con poca o ninguna demora. Bajo condiciones ideales, la razón del flujo de servicio es de 420 vehículos ligeros por hora, para ambos sentidos de circulación	Velocidad promedio de viaje de alrededor del 90% de la velocidad de flujo libre. Las demoras por paradas en intersecciones semaforizadas son mínimas
B	Flujo libre bajo condiciones razonables, la velocidad promedio de viajes fluctúa alrededor de los 91 km/h. La razón del flujo de servicio no es mayor a 1100 vl/h/c	Flujo libre razonable. Las razones de flujo no exceden el 54% de la capacidad sobre los 1100 veh ligeros por carril por hora a 85.30 kilómetros por hora como velocidad media de viaje bajo condiciones ideales	La velocidad media de viaje es de 88.51 kilómetros por hora o mayor. Las razones de flujo pueden llegar al 27% de la capacidad con distancias de visibilidad de rebase continuas. Las razones de flujo de 750 vehículos ligeros por hora, total en ambos sentidos se pueden manejar bajo condiciones ideales	Descenso en la velocidad promedio de viaje debido a demoras en intersecciones y conflictos entre vehículos, pero con una velocidad remanente del 70 % en flujo libre. La demora no es ilógica
C	Operación estable, pero comienza a ser crítica; la velocidad promedio de viajes, cuando mucho de 87k/h, el flujo de servicio se encuentra en el 77% de la	Flujo estable a razones de flujo que no exceden el 71% de de la capacidad de 1400 vehículos ligeros por hora por carril, bajo	Flujo todavía aceptable, velocidad promedio de viaje de 52 millas por hora o menor con razón de flujo bajo condiciones ideales del 43% de la capacidad con	Operación estable. Resultan líneas de espera más largas con respecto al 50% de la velocidad del flujo libre. Los conductores

	capacidad, o a no más de la razón de flujo de 1550vl/h/v	condiciones ideales, manteniendo al menos una velocidad promedio de viaje de al menos 80.47 kilómetros por hora	distancias de visibilidad de rebase continua de 1200 vehículos ligeros por hora en ambos sentidos de circulación	experimentarán una tensión apreciable
D	Rangos de velocidad bajos con flujo estable, Operación del tránsito cercana a la inestabilidad. La velocidad promedio de viaje está alrededor de los 74 km/h. y la razón del flujo de servicio es el 93% de la capacidad. La razón del flujo no excede 1850 vl/phpc	Se aproxima al flujo inestable a razones de flujo sobre el 87% de la capacidad de 1750 vehículos ligeros por hora con una velocidad promedio de viaje de alrededor de 64.37 kilómetros por hora, bajo condiciones ideales	Se aproxima al flujo inestable, la velocidad promedio de viaje se aproxima a 80.47 kilómetros por hora. Las razones de flujo en ambas direcciones, al 64% de la capacidad con oportunidad de rebase continuo, o 1800 vehículos de pasajeros totales por hora en ambas direcciones bajo condiciones ideales	Se aproxima al flujo inestable. La velocidad promedio de viaje decae al 40% de la velocidad a flujo libre. Las demoras en las intersecciones tal vez sea extensas
E	Flujo inestable, velocidad promedio de viaje varía entre los 48 y los 56 km/h. La razón del flujo es la capacidad en 2000 vl/h/c bajo condiciones ideales. La corriente del tránsito no puede disiparse y tiene interrupciones menores. Cualquier incidente puede provocar una interrupción seria en el tránsito	Flujo al 100% de la capacidad o 2000 vehículos ligeros por carril por hora bajo condiciones ideales. la velocidad promedio de viaje es de alrededor de 48.28 kilómetros por hora	Velocidad promedio de viaje en zonas suburbanas de 72.42 kilómetros por hora. La razón de flujo total, bajo condiciones ideales, en ambos sentidos es igual a 2800 vehículos de pasajeros por hora. El nivel E nunca podrá ser alcanzado. La operación puede ir directamente desde el nivel D hasta el F	El promedio de la velocidad de viaje es del 33% de la velocidad de flujo libre. Flujo inestable
F	Flujo forzado, cualquier interrupción del tránsito crea un cuello de botella, difícil de disipar. La velocidad fluctúa en los 48 km/h. Y la operación del tránsito se lleva a cabo con paradas frecuentes.	Flujo forzado, condiciones de congestión con una velocidad promedio de viaje menor de los 48.28 kilómetros por hora	Flujo forzado o congestionado con características impredecibles. Velocidades de operación menores de 72.42 kilómetros por hora	La velocidad promedio de viaje está entre el 25 y el 33% de la velocidad de flujo libre. Demoras en los accesos en las intersecciones semaforizadas.

La descripción de cada uno de los diferentes niveles de servicio en términos de densidad, velocidad de recorrido promedio, y promedios de volumen / capacidad (v/c), o en el caso de las intersecciones a nivel en términos de retrasos por detenciones, deben auxiliar al diseñador y al tomador de decisiones en la determinación de cuál es el nivel de servicio que se deberá aplicar al camino en proyecto.

La relación entre el tipo de carretera, la localización y el nivel de servicio apropiado para el diseño, están resumidas en la tabla 11.

Tabla 11. Guía para seleccionar niveles de servicio en el proyecto de carreteras.

Tipo de camino	Tipo de área y nivel de servicio apropiado para el proyecto			
	Rural a nivel	Rural lomerío	Rural montañoso	Urbana y suburbana
Autopistas	B	B	C	C
Arterias	B	B	C	C
Colectoras	C	C	D	D
Locales	D	D	D	D

Esta tabla se deriva de las descripciones del nivel de servicio, los volúmenes de tránsito correspondientes y los controles, y criterios para niveles de congestamientos aceptables, tal y como se ha descrito en las secciones anteriores.

De acuerdo con lo precedente, el proyectista deberá tratar de proporcionar el nivel de servicio más factible en el horizonte de proyecto.

Diseño de la relación del flujo de servicio

Los flujos de tránsito promedio que pueden atenderse en cada nivel de servicio se determinan por los volúmenes de servicio, de tal manera que cuando un nivel de servicio se ha identificado como aplicable en el diseño, los flujos de servicio lógicamente se convierten en volúmenes de servicio para el diseño, implicando que si el flujo de tránsito promedio que utilizará la instalación excede este valor, las condiciones de operación caerán debajo del nivel de servicio al cual fue diseñada la instalación.

Una vez que un nivel de servicio se ha seleccionado, es deseable que todos los elementos de la carretera se diseñen a ese nivel. Esta consistencia de flujo de servicio es resultado de una constante entre la libertad de maniobra que experimentará el conductor y la velocidad de operación.

El manual de capacidad da la base analítica para los cálculos de diseño; sin embargo, es el proyectista el que seleccionará el nivel de servicio para la infraestructura que esté analizando, tomando en consideración las razones de planeación, condiciones climáticas, tipo de terreno, etc.

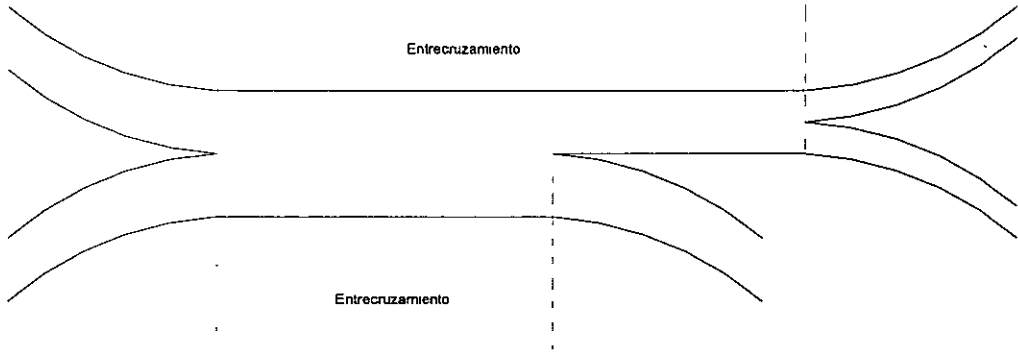
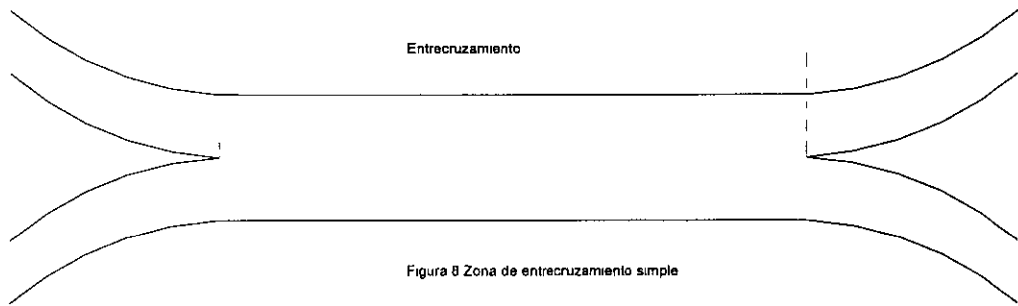
Áreas de entrecruzamiento

La áreas de entrecruzamiento ocurren cuando las corrientes de tránsito en un sentido se cruzan por medio de maniobras de incorporación y divergencia. Los tipos principales de áreas de entrecruzamiento se ilustran en las fig. 8 y 9. Dichas

áreas están diseñadas, verificadas y ajustadas para que el nivel de servicio sea consistente con el resto de la carretera.

El nivel de servicio de diseño de una sección de entrecruzamiento depende de su longitud, número de carriles, grado aceptable de congestión y los volúmenes relativos de los movimientos individuales; los movimientos de entrecruzamiento de gran volumen, comúnmente resultan en fricción y en reducción de velocidad de todo el tránsito. Además, hay un límite definido para el volumen del tránsito que puede ser manejado en una sección de entrecruzamiento dada sin crear congestionamientos. Este volumen limitante es una función de la distribución del tránsito entre los movimientos de entrecruzamiento, la longitud de la sección y el número de carriles que tiene.

Las áreas de entrecruzamiento se pueden considerar como simples o múltiples. La Fig. 8 muestra una sección de entrecruzamiento simple, en la cual una intersección de acceso individual es seguida por una intersección de salida individual. Una sección de entrecruzamiento múltiple consiste en dos o más secciones de entrecruzamiento sobrepuestas. Un entrecruzamiento múltiple puede también definirse como aquella porción de una carretera de un sentido que tiene dos intersecciones de acceso consecutivas, seguidas de cerca por una o más intersecciones de salida, como se muestra en la Fig. 9 Las áreas de entrecruzamiento múltiples ocurren frecuentemente en zonas urbanas donde hay la necesidad de recolectar y distribuir altas concentraciones vehiculares.



3. ELEMENTOS PARA PROYECTO

Proyecto geométrico

Proyecto es el conjunto de escritos, cálculos y dibujos que se hacen para dar idea del costo y realización de una obra de ingeniería; el proyecto contendrá los elementos mínimos indispensables para materializarlo, mismos que lo caracterizarán como tal; por ese motivo, **al proyectar una carretera estaremos dando las ideas, los trazos y dispondremos, o propondremos el plan o los medios para ejecutar la obra.**

El proyecto geométrico trata de los elementos de la carretera tales como secciones, pendientes, curvatura, distancia de visibilidad y gálibos, así como con las combinaciones de estos elementos.

Hay varios factores del tránsito, los cuales influyen el proyecto geométrico. Los vehículos viajan en la carretera bajo el control de operadores individuales lo cual hace imperativo tomar en consideración las habilidades y limitaciones del conductor, el transporte y la carretera, individualmente y en combinación; sin embargo, es de extrema importancia proyectar las vías para acomodar el tránsito en el horizonte de proyecto. De esta forma, la composición del flujo vehicular, el volumen y las velocidades son definitivos para el proyecto.

Las características físicas del lugar, los datos del tránsito, la capacidad y el nivel de servicio determinan el tipo de instalación que se requiere para servir a las necesidades del tránsito, su localización precisa y su diseño geométrico. El balance de las pendientes, los cálculos del drenaje y las consideraciones del derecho de vía son de igual importancia.

Tipos de terreno

La topografía y su pendiente transversal ejercen influencia sobre el alineamiento de los caminos, de tal manera que tiene influencia en el alineamiento horizontal, pero es más evidente su efecto sobre el alineamiento vertical; para caracterizar sus variaciones, se definen tres tipos de terrenos.

Terreno tipo plano: aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y generalmente de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula, permitiendo diseñar caminos sin restricciones en las distancias de visibilidad, tanto en el alineamiento vertical como en el longitudinal.

Terreno tipo lomerío: aquel cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión cimas y depresiones consistentes, de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de 45 %; lo anterior ocasiona que el diseño del camino tenga algunas pendientes con restricciones en las alineaciones vertical y horizontal.

Terreno tipo montañoso: aquel con pendientes transversales mayores al 45 %, caracterizado también por accidentes topográficos notables; al proyectar un camino en este tipo de terreno, se requerirán cortes y terraplenes frecuentes, ocasionando pendientes longitudinales largas.

3.1 Distancias de visibilidad

Para el proyecto geométrico de carreteras, la distancia de visibilidad es la que permite al conductor percibir en su entorno las situaciones propias de la corriente del tránsito, de las características geométricas del camino y de las posibles situaciones de riesgo; esta distancia se considera en condiciones atmosféricas y del tránsito favorable

Las distancias de visibilidad dependen de la velocidad de proyecto, de la altura del ojo del conductor, de la distancia de frenado, y de los tiempos de percepción-reacción del conductor y del peatón; conjugando todos estos elementos es posible determinar las siguientes distancias: de parada, para rebasar y de encuentro, en curvas horizontales y verticales; y de visibilidad en intersecciones,

Distancia de visibilidad de parada

Es la distancia de visibilidad mínima necesaria para que un vehículo sobre pavimento mojado, y que viaja a la velocidad de proyecto o a menor velocidad, al ver un objeto en su trayectoria pueda detenerse antes de llegar a éste. Es la mínima distancia de visibilidad que debe de proporcionarse en cualquier punto de la carretera.

Esta distancia tiene dos componentes, la distancia recorrida durante los tiempos de percepción-reacción y la de frenado, y se calcula con la siguiente expresión:

$$D_p = \frac{vt}{3.6} + \frac{v^2}{254(f+p)}$$

En donde :

D_p = distancia de visibilidad de parada, en m

v = velocidad de proyecto, en km/h

t = tiempo de percepción - reacción, en s

f = coeficiente de fricción longitudinal llantas - pavimento

p = pendiente de la tangente vertical, en %

Para calcular la distancia de visibilidad de parada se considera como altura del ojo del conductor 1.07 m, y como altura del objeto sobre el camino de 0.15 m.

En la siguiente tabla se muestran los valores de la distancia de visibilidad de parada correspondientes al rango de velocidades de proyecto de 30 km/h hasta 110 km/h.

Tabla 12. Distancia de visibilidad de parada

Velocidad de proyecto en km/h	Reacción		Coeficiente de fricción longitudinal	Distancia de frenado, en m	Distancia de visibilidad, de parada, en m	
	Tiempo, en s	Distancia, en m			Calculada	Para proyecto
30	2.5	20.83	0.400	8.86	29.69	30
40		27.78	0.380	16.58	44.35	44
50		34.72	0.360	27.34	62.06	62
60		41.67	0.340	41.69	83.35	83
70		48.61	0.325	59.36	107.97	108
80		55.56	0.310	81.28	136.84	137
90		62.50	0.305	104.56	167.06	167
100		69.44	0.300	131.23	200.68	201
110		76.39	0.295	161.48	237.87	238

Distancia de visibilidad de rebasamiento

Es la distancia de seguridad mínima necesaria para que un vehículo pueda adelantar a otro que circula por el mismo carril, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario; esta distancia, sólo se utiliza en el proyecto geométrico de carreteras de dos carriles.

Para efecto de medición de la distancia de visibilidad de rebasamiento, se considera como altura del ojo del conductor 1.08 m y como altura del objeto 1.30 m, medidas ambas sobre la superficie de la calzada.

Para determinar la distancia de visibilidad se consideran las siguientes hipótesis, suponiendo que sólo un vehículo adelanta a otro:

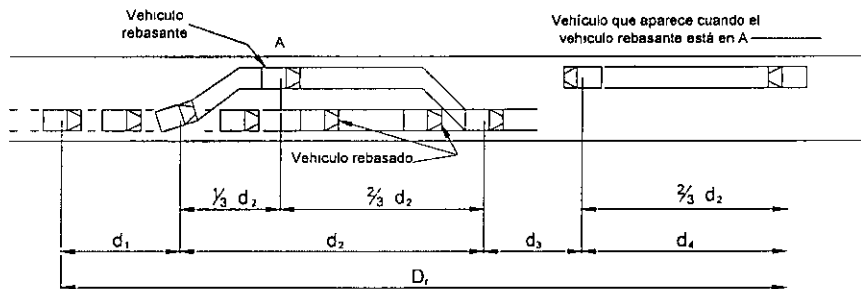
1. El vehículo que se rebasará circula a velocidad uniforme
2. El vehículo que va a rebasar alcanza al vehículo que va a ser rebasado y circulan a la misma velocidad, hasta que inicia el rebasamiento
3. Cuando se llega al tramo para rebasar, el conductor del vehículo que va a rebasar, después de un tiempo de percepción-reacción, acelera su vehículo para iniciar la maniobra
4. La acción de rebasar se realiza bajo lo que puede llamarse maniobra de arranque demorado y retorno apresurado, cuando al ocupar el carril izquierdo para rebasar se presenta un vehículo en sentido contrario con igual velocidad que el rebasante. Aunque la acción se realiza acelerando durante toda la maniobra, se considera que la velocidad del vehículo rebasante mientras ocupa el carril izquierdo es constante, y tiene un valor de 15 km/h, mayor que la del transporte rebasado

5. Cuando el vehículo rebasante regresa a su carril hay suficiente distancia entre él y el que viene en sentido contrario, para lo cual se considera que este último viaja a la misma velocidad que el vehículo que está rebasando, y la distancia que recorre es dos tercios la distancia que requiere el vehículo rebasante en el carril izquierdo.

De acuerdo con las hipótesis anteriores, la distancia de visibilidad para rebasar mínima para carreteras de dos carriles se determina por la suma de cuatro distancias que a continuación se enuncian.

1. **D1:** distancia recorrida durante el tiempo de percepción-reacción y durante la aceleración inicial hasta el punto en donde el vehículo rebasante comienza a invadir el carril izquierdo
2. **D2:** distancia que recorre el vehículo rebasante desde que invade el carril izquierdo hasta que regresa al carril derecho
3. **D3:** distancia entre el vehículo rebasante al terminar su maniobra y el que circula en sentido opuesto
4. **D4:** distancia que recorre el vehículo que circula en sentido opuesto. Se considera que esta distancia es igual a dos tercios la distancia que el vehículo rebasante requiere durante su maniobra

Estas distancias se esquematizan en la Fig. 10:



En los años 1941, 1957, 1971 y 1978 se realizaron extensos estudios de la manera como los conductores llevan a cabo la maniobra para rebasar; los datos se agruparon en tres intervalos de velocidad, 48-64 km/h, 64-80 km/h y 80-97 km/h, los cuales se muestran en la tabla 13; se extrapoló un cuarto intervalo de velocidades entre 97 y 113 km/h, a partir de los datos obtenidos en campo.

Es importante mencionar que en el estudio de 1978 se observaron tasas de aceleración más altas que en los años anteriores, mismas que inciden en la distancia de visibilidad para rebasar, y son las que se muestran en la tabla 13.

Tabla 13. Distancia mínima de visibilidad para rebasar para proyecto

Velocidad de proyecto en km/h	Velocidad de operación		Distancia de visibilidad para rebasar, en m
	Vehículo rebasado	Vehículo rebasante	
30	30	46	230
40	37	53	295
50	44	60	355
60	51	67	420
70	58	74	485
80	64	80	550
90	71	87	610
100	78	94	675
110	85	101	740
120	92	108	800

Distancia de visibilidad de encuentro

Los caminos rurales (tipo E) son obras de especificaciones modestas, que permiten comunicar en todo tiempo comunidades con menos de 2500 habitantes con objeto de ayudarlas a vincularse al resto del país, mejorándoles sus condiciones de vida y creando actividades económicas, razón por la cual constituyen obras de carácter social.

El TDPA que circula por este tipo de caminos es menor a los 100 vehículos, lo cual determina que se proyecten con especificaciones modestas, obteniéndose de esta manera un costo bajo por kilómetro de camino construido, pudiéndose tener así un mayor número de estos en beneficio de un mayor número de comunidades comunicadas.

El hecho de que estos caminos tengan un sólo carril de circulación provoca algunas situaciones de conflicto cuando se encuentran dos vehículos en sentidos opuestos. La probabilidad de que se presenten conflictos de esta naturaleza depende del número de unidades que circulen, de la velocidad de operación, y de la longitud de la vía.

Estas situaciones críticas, asociadas con la probabilidad de que se presenten, constituyen una medida de efectividad del servicio del camino, en virtud de que se encuentran vinculadas a los costos de operación de los vehículos.

El análisis de las probabilidades de encuentro, determinó la necesidad de construir libraderos, espaciados entre 500 y 1000 m, mismos que permiten el tránsito seguro en ambos sentidos de circulación y evitan maniobras erróneas, optimizándose el costo de operación con el mínimo de demoras.

La distancia de visibilidad de encuentro es la distancia mínima necesaria para que dos conductores que se encuentran al circular en sentidos opuestos, en carreteras tipo E de un sólo carril, detengan sus vehículos con seguridad y así realizar la maniobra necesaria para que alguno de ellos ingrese al libradero correspondiente, y ambos puedan continuar su viaje.

Esta distancia corresponde a dos veces la distancia de visibilidad de parada y se calcula con la siguiente expresión:

$$D_e = 2 * D_{vp}$$

En donde :

D_e = distancia de visibilidad de encuentro, en m

D_{vp} = distancia de visibilidad de parada, en m

3.2 Alineamiento Horizontal

La alineación horizontal es la proyección del eje de proyecto (eje de la sub-corona) de una carretera sobre un plano horizontal; los elementos que la integran son las tangentes, las curvas, y las curvas de transición.

Generalidades

El alineamiento de una carretera es una serie de tangentes de sección recta unidas por curvas circulares. La fuerza centrífuga asociada con un vehículo que circula por una curva requiere que esta esté peraltada o con sobre elevación para contrarrestar en un grado razonable, la fuerza centrífuga. Para cambiar con suavidad de un tramo recto a uno con curvas, deben usarse curvas espirales de transición que faciliten el cambio de bombeo a sobre elevación.

El alineamiento horizontal necesita estar balanceado para proporcionar tanto como sea posible, una operación continua a la velocidad de proyecto, o la más probable a prevalecer bajo las condiciones generales en cada sección de la carretera.

Por ejemplo, no deben usarse curvas cuyo grado de curvatura sea muy alto después de un tramo recto y largo, en el cual es probable que los vehículos circulen a altas velocidades. Los conductores pueden ajustarse a cambios en las condiciones del camino si éstos son obvios y razonables, por lo que conviene evitar por todos los medios el elemento sorpresa.

El proyectista debe siempre intentar recurrir a curvas suaves, y únicamente utilizar curvatura máxima bajo las más críticas condiciones.

En el proyecto geométrico es necesario establecer la relación entre velocidad de diseño, curvatura y sobre elevación.

Tangentes

Las tangentes del alineamiento horizontal se definen por su dirección y magnitud; la dirección es el azimut, y la magnitud la distancia de las curvas consecutivas que unen

La longitud máxima de una tangente está condicionada por la seguridad, ya que tangentes largas son causa potencial de accidentes debido a la somnolencia que producen en el conductor al mantener concentrada la atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo, o bien por el deslumbramiento que se da durante la noche.

La longitud mínima de una tangente entre dos curvas consecutivas se define por la longitud necesaria para proporcionar a cada curva la transición entre el bombeo en tangente y la sobre elevación en curva, y la ampliación en las curvas; también, si une dos curvas circulares inversas con espirales de transición, su longitud mínima será 1.7 veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la semisuma de las longitudes de las espirales.

La longitud de una tangente que une dos curvas circulares de la misma dirección, las cuales cuentan con espirales de transición podrá ser igual a cero metros.

Al pasar de una tangente larga a una curva, ésta deberá tener cuando mucho 2.75° de curvatura.

Curvas circulares

Son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes horizontales consecutivas; están definidas por su grado o radio de curvatura y por su longitud; las curvas circulares pueden ser simples o compuestas, según se trate de un sólo arco de círculo, o de dos o más sucesivos, de diferente grado. En el trazo de carreteras el grado de curvatura se define como el ángulo, subtendido por un arco de 20 m.

Cuando dos tangentes están unidas entre sí por una sola curva circular, se denomina curva circular simple; en el sentido del cadenamamiento pueden ser curvas derechas o izquierdas.

Cuando un vehículo circula sobre una curva, se fuerza a salirse radialmente por efecto de la fuerza centrífuga, la cual es contrarrestada por la componente vertical del peso del vehículo, la sobre elevación de la curva, y el coeficiente de fricción transversal entre las llantas y la superficie de rodamiento.

La longitud máxima de una curva circular, sin contar sus espirales de transición será la distancia recorrida por un vehículo en 20 s a la velocidad de proyecto.

El grado de las curvas circulares se deberá elegir de manera que se ajuste lo mejor posible a la configuración del terreno, procurando optar por el menor posible para permitir la fluidez del tránsito, evitando cambios bruscos en la velocidad de proyecto.

Curvas espirales de transición

Cuando un vehículo pasa de un tramo en tangente a otro en curva requiere hacerlo en forma gradual, tanto en lo que se refiere al cambio de dirección, como a la sobreelevación y a la ampliación necesarias. Para lograr este cambio gradual deberán utilizarse curvas espirales de transición, por las siguientes razones.

1. Se ajustan a la trayectoria natural del vehículo
2. Proporciona un desarrollo óptimo de la sobre elevación
3. Facilita el sobreelevación del pavimento en las curvas
4. Mejora la calidad estética del proyecto

Las espirales dan como resultado menor fricción entre las llantas y el pavimento, lográndose con esto el incremento de la seguridad en las curvas con espirales, debido esencialmente a que en su longitud, el cambio de bombeo a sobre elevación se efectúa en forma gradual. Las espirales de transición quedan definidas por su forma y longitud.

La forma de la espiral corresponde a la clotoide o espiral de Euler, cuya expresión es:

$$R_c L_e = A^2$$

En donde :

R_c = radio de la curva circular, en m

L_e = longitud de la espiral de transición, en m

A = parámetro de la espiral

y su longitud está dada por la siguiente fórmula:

$$l_e = ((1.5625 * v + 75) * (a + A_c) * S$$

En donde :

l_e = longitud de la espiral de transición, en m

v = velocidad de proyecto, en km/h

a = ancho de carril, en m

A_c = ampliación en curva

S = sobre elevación en tanto por uno (m/m)

Con esta fórmula se calcula la longitud de espiral para una carretera de dos carriles; cuando sea de tres carriles, la longitud obtenida se multiplica por 1.2; para caminos de cuatro carriles sin dividir se multiplica por 1.5, y para vías de cuatro carriles divididos o más de cuatro sin dividir se multiplica por 2.5

Sobre elevación

La sobre elevación es la pendiente transversal descendente que se da a la corona hacia el centro de las curvas de la alineación horizontal, para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga.

Los valores máximos de sobre elevación se establecen para condiciones operativas de baja velocidad y situaciones ambientales de hielo y nieve; así, la práctica recomienda proyectar las carreteras con sobre elevaciones máximas cuyos valores fluctúan entre el 8 y 10 %.

La sobre elevación se puede dar sobre:

1. La línea central
2. El borde interior del pavimento
3. La línea interior de la corona
4. El borde exterior del pavimento
5. La línea exterior de la corona

Coefficiente de fricción transversal

Los valores de los coeficientes de fricción transversal son un insumo básico en el proyecto geométrico de las curvas, por lo que es importante conocer el coeficiente de fricción lateral entre llantas y superficie de rodamiento; en la tabla 14 se muestran los coeficientes de fricción transversal para diferentes velocidades de proyecto.

Tabla 14. Coeficientes de fricción transversal para diferentes velocidades de proyecto

Velocidad de proyecto, en km/h	Coeficiente de fricción transversal μ
30	0.210
40	0.190
50	0.175
60	0.165
70	0.150
80	0.140
90	0.130
100	0.125
110	0.115

Grado máximo de curvatura

El cálculo del grado máximo de curvatura está en función de la sobre elevación máxima, del coeficiente de fricción transversal y de la velocidad de proyecto; las ecuaciones que permiten definir ese parámetro son:

$$R_{\min} = \frac{0.00785 * v^2}{s + \mu}$$

$$G_{\max} = \frac{1145.92}{R_{\min}}$$

En donde :

R_{\min} = radio mínimo de curvatura, en m

v = velocidad de proyecto, en km/h

s = sobre elevación máxima , en valor absoluto

μ = coeficiente de fricción transversal

G_{\max} = grado máximo de curvatura

Con las expresiones anteriores se calculan los grados máximos de curvatura, con sus correspondientes radios mínimos, para utilizarse en el proyecto geométrico de carreteras, teniendo como parámetros principales el 8 y el 10 % de sobre elevación máxima, mismo que se incluyen en la siguiente tabla:

Tabla 15. Grados máximos de curvatura para sobre elevaciones del 8 y 10 %

velocidad de proyecto	Coeficiente de fricción transversal	Grado máximo calculado para sobre elevación		Valores para proyecto			
				s = 0.10		s = 0.08	
		0.10	0.08	G°	R	G°	R
30	0.210	50.28	47.04	50.25	22.80	47.00	24.38
40	0.190	26.46	24.63	26.45	43.32	24.50	46.77
50	0.175	16.06	14.89	16.00	71.62	14.89	76.96
60	0.165	10.75	9.93	10.75	106.60	9.93	115.40
70	0.150	7.45	6.85	7.45	153.81	6.85	167.29
80	0.140	5.47	5.02	5.45	210.26	5.00	229.18
90	0.130	4.15	3.78	4.13	277.80	3.75	305.58
100	0.125	3.28	2.99	3.25	352.59	3.00	381.97
110	0.115	2.59	2.35	2.50	458.37	2.25	509.30

3.3 Alineamiento vertical

Definición

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. El eje de la subcorona en la alineación vertical se llama línea subrasante, y consiste de tangentes y curvas verticales.

Tangentes verticales

Las tangentes verticales se caracterizan por su longitud y su pendiente y están limitadas por dos curvas verticales sucesivas. La longitud de una tangente vertical es la distancia, medida horizontalmente, entre el fin de la curva vertical anterior y el principio de la siguiente curva vertical. La pendiente de la tangente vertical es la relación entre el desnivel y la distancia entre dos puntos de la misma.

El punto de intersección de dos tangentes verticales consecutivas se denomina punto de inflexión vertical (**PIV**), y la diferencia algebraica de pendientes en ese punto se le representa con la letra **A**.

La característica principal que debe resolverse en el diseño de las tangentes verticales es la pendiente, la cual se define con la velocidad de proyecto; así como con las condiciones operacionales del tránsito, y a la configuración del terreno.

Pendiente gobernadora

Es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea subrasante para vencer un desnivel determinado, en función de las características del tránsito y la

configuración del terreno; la mejor pendiente gobernadora será aquella que, al conjugar esos conceptos permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación. Sirve de norma reguladora a la serie de pendientes que se deban proyectar para ajustarse en lo posible al terreno. Se recomienda para terreno montañoso utilizar una pendiente del 4%, y para el terreno lomerío una del 3%. En el caso del terreno plano, ésta se considera nula.

Pendiente máxima

Es la mayor pendiente que se permite en el proyecto; se determina por el volumen de tránsito previsto y su composición, así como por la configuración del terreno.

La pendiente máxima se empleará cuando convenga desde el punto de vista económico para salvar ciertos obstáculos locales, tales como cantiles, fallas y zonas inestables, siempre que no se rebase la longitud crítica.

Las pendientes de la tabla 16 se basan en la velocidad de proyecto y en el tipo de terreno; son las máximas que deben emplearse para el diseño de carreteras.

Pendiente mínima

La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje. En los terraplenes puede ser nula, sin embargo, no es recomendable; en los cortes se recomienda una pendiente de 0.5% como mínimo, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas; en ocasiones, la longitud de los cortes y la precipitación pluvial de la zona podrá llevar a aumentar esa pendiente mínima.

Longitud crítica en pendientes del alineamiento vertical

Es la longitud máxima en la que el vehículo de proyecto puede ascender sin reducir su velocidad más allá del límite previamente establecido.

Los elementos que intervienen para determinar la longitud crítica de una tangente, son fundamentalmente:

- El vehículo de proyecto
- La configuración del terreno
- El volumen de tránsito y la composición vehicular
- El tipo de camino

El vehículo, con su relación peso/potencia, define características de operación que determinan la velocidad con que es capaz de recorrer una pendiente dada. La configuración del terreno impone condiciones al proyecto, que desde el punto de vista económico, obligan a emplear pendientes que reducen la velocidad de los vehículos pesados y hacen que éstos interfieran con los ligeros. El volumen de tránsito y su composición vehicular son elementos primordiales para el estudio

económico del tramo, ya que los costos de operación dependen básicamente de ellos.

Con las gráficas de la capacidad del motor, elaboradas con base en la relación peso/potencia, se determina el efecto de la pendiente y su longitud sobre las velocidades del vehículo de proyecto; para el cálculo de las longitudes críticas, el criterio establecido en el Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras prevalece, tomando en cuenta que:

1. La velocidad mínima al final de una tangente vertical ascendente, ya sea ésta simple o compuesta, nunca deberá ser menor a la mínima establecida para el proyecto de cada tipo de carreteras
2. Se deberán utilizar las **tablas interactivas 17 y 18**, según el vehículo de proyecto de que se trate

Para una correcta selección de la pendiente debe hacerse un balance del costo anual agregado por la reducción de la pendiente contra el costo anual agregado de la operación vehicular, sin la reducción de la pendiente.

Los problemas de la pendiente se analizan con respaldo en la operación vehicular; sin embargo, por seguridad se requiere de mayores consideraciones, ya que las pendientes bajas son más seguras en climas húmedos, con hielo o nieve; en cambio, las pendientes altas al reducir la velocidad de los camiones provocan líneas de espera atrás de ellos en carreteras de dos carriles.

Curvas verticales

Son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical para que en su longitud, se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la pendiente de la tangente de salida.

Los diferentes tipos de curvas verticales se muestran en la **Fig. 11**.

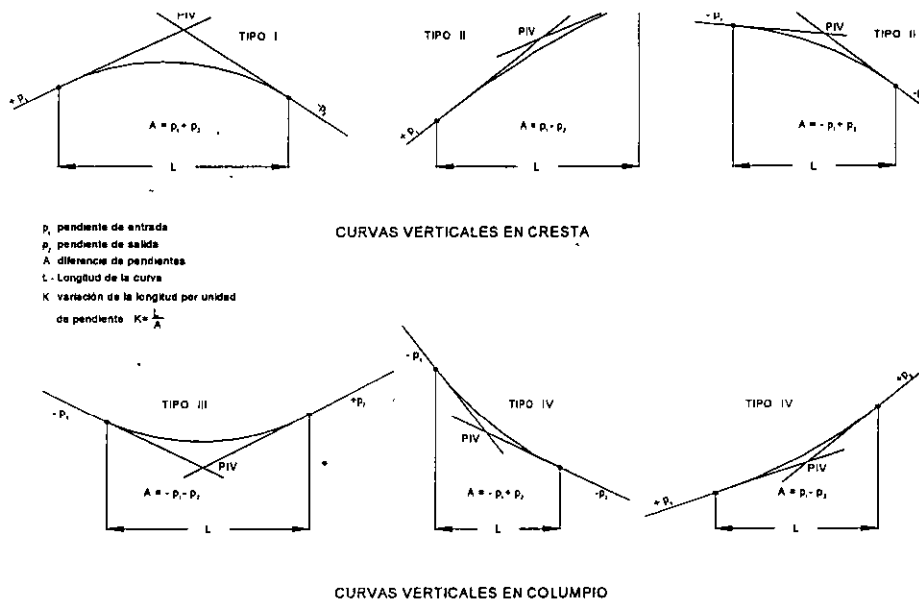


FIGURA 11 TIPOS DE CURVAS VERTICALES

Si el punto de intersección de las dos tangentes está arriba de la superficie de la carretera, la curva vertical se llama "cresta"; si está abajo, se le conoce como "columpio". Las curvas verticales deben proporcionar un diseño seguro y cómodo en la operación vehicular, y con un drenaje adecuado. Los factores a ser considerados en el diseño de las curvas verticales son la distancia de visibilidad a lo largo de la curva; la comodidad en el trayecto al recorrer la curva vertical; la económica en las terracerías; y la simplicidad de los cálculos.

Los tipos de curvas empleados en el proyecto de curvas verticales pueden ser circulares, espirales y parabólicas. Las que proporcionan la máxima seguridad y comodidad son las curvas verticales parabólicas; mismas que se identifican por su longitud L , y la diferencia algebraica A de las pendientes que unen p_1 y p_2

Con cada curva, el alineamiento vertical de la tangente varía con el cuadrado de la distancia horizontal desde el extremo de la curva. Las elevaciones a lo largo de la curva se calculan simplemente como las proporciones del alineamiento vertical en el punto vertical de intersección (PIV), el cual es $AL/800$.

TABLA 16 CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LAS CARRETERAS

CONCEPTO		UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																															
			D y E								C								B4 y B2								ET4, ET2 y A4, A2							
		VEHÍCULO DE PROYECTO																																
		Este se establecerá de acuerdo al tipo de red al que pertenecerá la carretera, conforme al reglamento de pesos y dimensiones																																
NIVEL DE SERVICIO QUE DICTAMINARÁ LA MODERNIZACIÓN DE LA CARRETERA		Veh/h	D								C								C															
Tipo de Terreno	Montañoso	---	[Shaded]								[Shaded]								[Shaded]															
	Lomerío		[Shaded]								[Shaded]								[Shaded]															
	Plano		[Shaded]								[Shaded]								[Shaded]															
VELOCIDAD DE PROYECTO		km/h	30	40	50	60	70	80	90	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	60	70	80	90	100	110						
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA		m	45	80	85	110	135	165	200	45	60	85	110	135	165	200	60	85	110	135	165	200	240	85	110	135	165	200	240					
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE		m	180	225	270	315	360	405	450	180	225	270	315	360	405	450	225	270	315	360	405	450	495	270	315	360	405	450	495					
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE ENCUENTRO		m	90	120	170	220	270	330	400	NO APLICA																								
GRADO MÁXIMO DE CURVATURA		°	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75					
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	mv%	4	8	14	20	31	43	57	4	8	14	20	31	43	57	8	14	20	31	43	57	72	14	20	31	43	57	72				
		COLUMPIO	mv%	7	10	15	20	25	31	37	7	10	15	20	25	31	37	10	15	20	25	31	37	43	15	20	25	31	37	43				
LONGITUD MIN		m	30	30	40	40	50	50	60	30	30	40	40	50	50	60	30	40	40	50	50	60	60	60	40	40	50	50	60	60				
PENDIENTE GOBERNADORA		%	HASTA 6								HASTA 6								HASTA 5															
PENDIENTE MÁXIMA		%	HASTA 6								HASTA 6								HASTA 7															
LONGITUD CRÍTICA DE PENDIENTE LONGITUDINAL		m	UTILIZAR LAS CURVAS DE ACELERACIÓN-DECELERACIÓN PARA EL VEHÍCULO DE PROYECTO																															
ANCHO DE CALZADA		m	6.645								7.0								7.0								A2 Dos carriles de ancho mínimo de 3.5 m c/u	ET4 y A4 4.6 más carriles de ancho mínimo de 3.5 m c/u	ET4S y A4S 4.6 más carriles de ancho mínimo de 3.5 m c/u					
ANCHO DE CORONA		m	6.645								9.0								9.0								Un cuerpo de 12.0 m	Un cuerpo mayor o igual a 22.0 m	Dos cuerpos separados de 11.0 m c/u					
ANCHO DE ACOTAMIENTOS		m	No aplica								1.0								1.0								2.5	3.0 m exterior 0.5 m interior	3.0 m exterior 0.5 m interior					
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL		m	---								---								---								---	> 1.0m	> 1.0m					
RETORNOS		km/h	---								---								---								Los retornos se establecerán conforme a un estudio de Ingeniería de Tránsito							
BOMBEO		%	2								2								2								2							
SOBRE ELEVACIÓN MÁXIMA		%	10*								10*								10*								10*							
SOBRE ELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MÁXIMO		%																																
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES		m	VER TABLA A1																															

*12 % máximo en zonas sin nieve, heladas o pavimentos resbalosos

La operación segura de vehículos demanda que se prevea una línea de visibilidad clara de una longitud adecuada. Las distancias de visibilidad a utilizarse en el diseño de curvas verticales son la de visibilidad de parada y la de visibilidad para rebasar. Una distancia de visibilidad de parada segura es la distancia mínima requerida para que un conductor detenga su vehículo mientras viaja cercano a la velocidad de proyecto. En suma, en vías de dos carriles, la oportunidad para rebasar vehículos que viajan más lento que los demás se debe proveer a intervalos, de manera que en tramos de 5 km, se tengan los siguientes subtramos con distancia de visibilidad de rebase:

Tipo de camino	Subtramos con distancia de visibilidad para rebasar
Tipo D	Un de 600 m, o dos de 300 m
Tipo C	Uno de 1500 m, o dos de 750 m, o tres de 500 m, o cuatro de 375 m
Tipos ET, A y B	Uno de 3000 m, o dos de 1500 m, o tres de 1000 m, o cuatro de 750 m, o cinco de 600 m, o seis de 500 m

Los elementos de una curva vertical parabólica se muestran en la **Fig. 12**, y se calculan como sigue:

1. **Longitud.** Es la distancia medida horizontalmente entre dos puntos, el principia curva vertical (PCV) y el principia tangente vertical (PTV); para calcular la longitud de estas curvas existen cuatro criterios.

1.1 **Criterio de comodidad.** Se aplica al proyecto de curvas verticales en columpio, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección, se suma al peso propio de éste. Se recomienda que la aceleración centrífuga en la curva no exceda de 0.305 m/s^2 de tal manera que

$$K = \frac{L}{A} \geq \frac{v^2}{395}$$

En donde :

v = velocidad, en km/h

K = es el recíproco de la variación de la pendiente por unidad de longitud

L = longitud de la curva vertical, en m

A = diferencia algebraica de pendientes

A/1

B

C

D

E

F

Tabla 17

VEHICULO= TSR

			RADIO DE		20	30	40	50	60
			GIRO	Z	Z	Z	Z	Z	Z
9	DATOS DEL VEHICULO:								
10	VD=	0.76 *	4583.68	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	DET=	6.79	2291.84	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	DES1=	10.52	1527.89	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	DX1=	0.76 *	1145.92	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	DX2=	2.75 *	916.74	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	DEC=	29.48	763.95	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	DES2=	10.52	654.81	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	LT=	31 *	572.96	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	A=	2.6 *	509.30	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	VT=	0.76 *	458.37	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	LC1=	12.19 *	416.70	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	LC2=	12.19 *	381.97	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	DX3=	0 *	352.59	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	DX4=	0 *	327.41	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	DES3=	0 *	305.58	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25			286.48	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	C =	0.3 *	269.63	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27			254.65	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	ANCHO DE		241.25	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	CURVATURA		229.18	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	DESEADO	7.2							

Tabla 18

PROGRAMA REALIZADO PARA CALCULAR LAS INVACIONES DE VEHICULOS DE CARGA

A

VEHICULO :

VEHICULO= TSR

DATOS DEL VEHICULO:		TIPO DE CAMINO	G MAX	VEL	RADIO DE GIRO	Z	FA	U
VD=	0.76 *	A4	0.25	10	4583.68	0.01	0.00	2.63
DET=	6.79		0.5		2291.84	0.02	0.00	2.66
DES1=	10.52		0.75		1527.89	0.03	0.00	2.69
DX1=	0.76 *		1		1145.92	0.03	0.00	2.72
DX2=	2.75 *		1.25		916.74	0.03	0.01	2.75
DEC=	29.48		1.5		763.95	0.04	0.01	2.78
DES2=	10.52		1.75		654.81	0.04	0.01	2.81
LT=	31 *		2		572.96	0.04	0.01	2.84
A=	2.6 *		2.25		509.30	0.04	0.01	2.87
VT=	0.76 *		2.5		458.37	0.05	0.01	2.90
LC1=	12.19 *	NO	2.75		416.70	0.05	0.01	2.93
LC2=	12.19 *	BORRAR	3		381.97	0.05	0.01	2.96
DX3=	0 *	29.48	3.25		352.59	0.05	0.02	2.99
DX4=	0 *	10.52	3.5		327.41	0.06	0.02	3.02
DES3=	0 *	6.79	3.75		305.58	0.06	0.02	3.05
			4		286.48	0.06	0.02	3.08
C =	0.3 *		4.25		269.63	0.06	0.02	3.11
			4.5		254.65	0.06	0.02	3.14
			4.75		241.25	0.06	0.02	3.17
			5		229.18	0.07	0.02	3.20
ANCHO DE CURVATURA DESFADO	7.2 *		5.25		218.27	0.07	0.02	3.23
			5.5		208.35	0.07	0.03	3.26
			5.75		199.29	0.07	0.03	3.29

VEL	10	
Gc	Acc	Ac
0.25	5.58	1.62
0.50	5.64	1.56
0.75	5.71	1.49
1.00	5.77	1.43
1.25	5.84	1.36
1.50	5.90	1.30
1.75	5.97	1.23
2.00	6.03	1.17
2.25	6.09	1.11
2.50	6.16	1.04
2.75	6.22	0.98
3.00	6.28	0.92
3.25	6.35	0.85
3.50	6.41	0.79
3.75	6.47	0.73
4.00	6.54	0.66
4.25	6.60	0.60
4.50	6.66	0.54
4.75	6.73	0.47
5.00	6.79	0.41
5.25	6.85	0.35
5.50	6.91	0.29
5.75	6.98	0.22

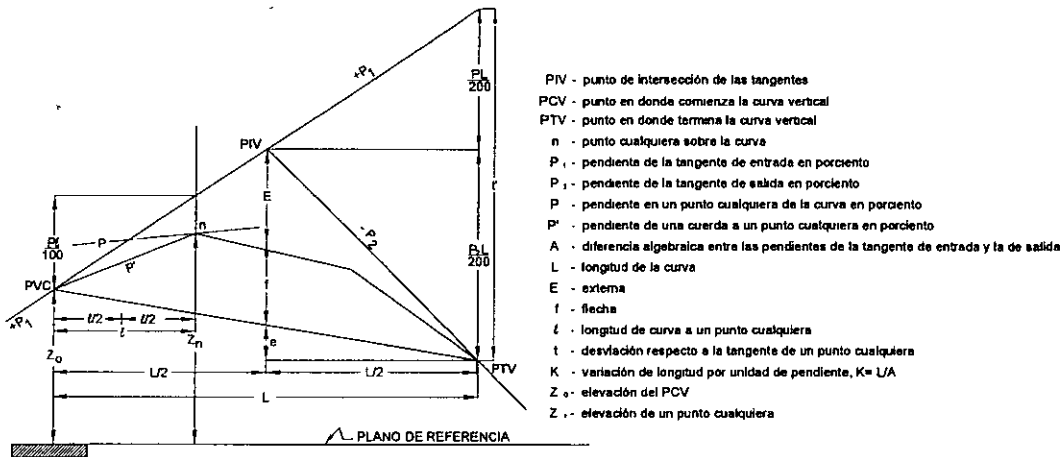


FIGURA 12 ELEMENTOS DE LAS CURVAS VERTICALES

1.2 Criterio de apariencia. Se aplica al proyecto de curvas verticales con visibilidad completa, o sea a las curvas en columpio, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente; empíricamente la AASHTO determinó que

$$K = \frac{L}{A} \geq 30$$

1.3 Criterio de drenaje. Se aplica al de proyecto de ambos tipos de curvas verticales, en cresta y en columpio, siempre y cuando estén alojadas en corte; de tal manera que la pendiente en cualquier punto de la curva debe ser tal que el agua pueda escurrir fácilmente. Igualmente que en el caso anterior, la AASHTO determinó lo siguiente

$$K = \frac{L}{A} \leq 43$$

1.4 Criterio de seguridad. Se aplica a curvas en cresta y en columpio; su longitud debe ser tal que en toda la curva, la distancia de visibilidad sea mayor o igual a la de parada.

Las expresiones que permiten calcular la longitud de las curvas verticales, tanto para distancia de visibilidad de parada como de rebase, son las siguientes:

Para curvas en cresta

$$D > L \quad L = 2D - \frac{C_2 + 3.5D}{A}$$

$$D < L \quad L = \frac{AD^2}{C_2 + 3.5D}$$

Para curvas en columpio

Constante	Distancia de visibilidad	
	Parada	Rebase
C_1	425	1000
C_2	120	-

El valor de las constantes para el vehículo de proyecto se indica en el cuadro siguiente:

$$L = 2D - \frac{C_1}{A}$$

$$D < L \quad L = \frac{AD^2}{C_1}$$

El valor mínimo para curvas diseñadas con la distancia de visibilidad de rebase no será menor al obtenido con la siguiente expresión

$$L = 0.6v$$

En donde :

l = longitud mínima de la curva, en m

v = velocidad de proyecto, en km/h

Para proyecto, el criterio a seguir debe ser el de seguridad, que satisfaga cuando menos la distancia de visibilidad de parada. El criterio de apariencia sólo debe de emplearse en caminos tipo **ET** y **A2**; por otra parte, el drenaje siempre debe de resolverse, sea con la longitud de curva o modificando las características hidráulicas de las cunetas.

El caso más crítico es el cálculo de las curvas con el criterio de seguridad que satisface la distancia de visibilidad de parada y la longitud mínima de curva, empleando las fórmulas correspondientes a la condición $D < L$

2. **Pendiente en un punto cualquiera de la curva.** Para determinar esta pendiente P , se utiliza la siguiente expresión:

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

En donde :

P , P_1 , y A están expresadas en porcentaje, y l y L en metros

3. **Pendiente de la cuerda en un punto cualquiera.** Esta pendiente se simboliza con P' , y se calcula con la siguiente expresión:

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

4. **Desviación respecto a la tangente.** Es la diferencia de ordenadas entre la prolongación de la tangente y la curva, llamada t ; se calcula con la siguiente expresión:

$$t = \frac{A}{200L} l^2$$

5. **Externa.** Es la distancia entre el PIV y la curva, medida verticalmente y se le representa como E ; se calcula con la siguiente expresión:

$$E = \frac{AL}{800}$$

6. **Flecha.** Es la distancia entre la curva y la cuerda PCV – PTV, medida verticalmente; se representa como f y se calcula con:

$$f = \frac{AL}{800}$$

7. **Elevación de un punto cualquiera de la curva** Z_n , se calcula con la siguiente expresión:

$$Z_n = Z_{n-1} + \frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N} (2n-1)$$

3.4 Sección transversal

La sección transversal de un camino debe proporcionar a los usuarios un nivel de servicio aceptable dentro de toda la vida útil del proyecto; una sobre elevación

suficiente que conjuntamente con la fricción transversal, contrarresten la fuerza centrífuga en las curvas horizontales; asimismo, debe proporcionar cuando menos, la distancia de visibilidad de parada en curvas derechas e izquierdas; pantallas que eviten deslumbramientos o distracción; rápido drenaje de la superficie de rodamiento; arbustos laterales que en su caso, puedan amortiguar el impacto de un vehículo accidentado; con una imagen que haga cómodo, placentero y seguro el viaje.

Definición

La sección transversal de un camino en un punto cualquiera de éste es un corte vertical, normal al alineamiento horizontal, que define la posición y dimensiones de los elementos que forman el camino en el punto correspondiente a cada sección, y su relación con el terreno natural.

Elementos que la integran

Los elementos que integran la sección transversal son:

1. Corona

Rasante

Pendiente transversal

Bombeo

Sobre elevación

Transición de bombeo a sobre elevación

Calzada

Carril

Ancho de calzada en tangente

Ancho de calzada en curva

Acotamientos

2. Subcorona

3. Cunetas

4. Contracunetas

5. Taludes

6. Partes complementarias

7. Derecho de vía

1. Corona. Es la superficie del camino terminado que está comprendida entre sus hombros, es decir, entre las aristas que forman la superficie del camino y los taludes del terraplén o de las cunetas del corte. Los elementos que definen la corona son: **la rasante, la pendiente transversal, la calzada y los acotamientos.**

1.1 Rasante. Es la línea obtenida al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la corona del camino. En la sección transversal está representada por un punto.

1.2 Pendiente transversal. Es la pendiente de la corona, normal al eje. Se presentan tres casos: el bombeo, la sobre elevación y la transición de bombeo a la sobre elevación.

a) Bombeo. Es la pendiente que se da a la corona en las tangentes del alineamiento horizontal hacia uno y otro lado de la rasante, para evitar la acumulación del agua sobre el camino. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente, a fin de que el conductor no tenga sensaciones de incomodidad o inseguridad.

Tabla 17. Bombeo de la corona según la superficie del pavimento

Superficie de la calzada	Bombeo %
Concreto hidráulico o asfáltico	2
Mezcla asfáltica	2 a 3

b) Sobre elevación. Es la pendiente transversal que contrarresta parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga en las curvas horizontales. La expresión para calcular el valor de la sobreelevación que se requiere en una curva horizontal está determinado por la expresión:

$$s = 0.00785 * \frac{V^2}{R} - \mu$$

En donde :

s : sobreelevación en valor absoluto, expresada en m/m

V : velocidad del vehículo, en km/h

R : radio de la curva, en m

μ : coeficiente de fricción lateral

Con la sobre elevación obtenida en la expresión anterior, un vehículo que circule por una curva a una velocidad dada se mantendrá en equilibrio, sin embargo, puede detenerse dentro de la curva y, para que no se voltee o deslice, se fijan valores de sobre elevación máxima, mostrados en la **tabla 18**.

Tabla 18. Sobre elevación máxima por tipo de infraestructura

Tipo de infraestructura	Sobre elevación máxima, en %
Autopistas	10
Carreteras que no presenten zonas de hielo o nieve	10
Carreteras en zonas de hielo o nieve	8
Enlaces de los entronques	8
Zonas urbanas	6

Una vez determinada la sobre elevación máxima, el menor radio de curvatura y su correspondiente grado máximo de curvatura, se obtendrán con las siguientes expresiones:

$$s = 0.00785 * \frac{v^2}{R} - \mu$$

En donde :

s : sobreelevación en valor absoluto, expresada en m/m

v : Velocidad del vehículo, en km/h

R : Radio de la curva, en m.

μ : Coeficiente de fricción lateral.

$$G_{\text{máx}} = \frac{146000(\mu + S_{\text{máx}})}{v^2}$$

En donde :

$G_{\text{máx}}$: Grado máximo de curvatura

s : sobreelevación máxima en valor absoluto, expresada en m/m

v : Velocidad del vehículo, en km/h

μ : Coeficiente de fricción lateral

Los valores del coeficiente de fricción lateral siguen siendo los establecidos en el Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, publicado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, mismos que disminuyen conforme aumenta la velocidad.

En la tabla 19 se muestran los grados máximos de curvatura para distintas velocidades de proyecto correspondientes a sobre elevaciones máximas de 10, 8 y 6%.

Tabla 19. Grados máximos de curvatura para sobre elevaciones máximas de 10, 8 y 6%.

Velocidad de proyecto	Coeficiente de fricción lateral	Grado máximo de curvatura calculado para la sobre elevación máxima					
		S máx 10%		S máx 8%		S máx 6%	
		G°	R	G°	R	G°	R
80	0.14	5.50	208.35	5.00	229.18	4.50	254.65
90	0.135	4.25	269.63	3.75	305.58	3.50	327.41
100	0.131	3.25	352.59	3.00	381.97	2.75	416.70
110	0.126	2.75	416.70	2.50	458.37	2.25	509.30
120	0.120	2.25	509.30	2.00	572.96	1.75	654.81

La sobre elevación en curvas con grado menor al máximo se calculará a través de una variación parabólica con valores comprendidos de S = 0% para G = 0°, a S = S máx para G° = G° máx. En la **Tabla 20**, se muestran valores para proyecto y se fija una sobre elevación mínima de 2% para el drenaje de la superficie de rodamiento, y sobre elevaciones máximas de 10, 8 y 6%.

Tabla 20. Sobre elevaciones correspondientes a los grados de curvatura y sobre elevaciones máximas.

Velocidad		80			90			100			110			120		
G°	R	Valores de proyecto para las sobre elevaciones máximas indicadas														
		10%	8%	6%	10%	8%	6%	10%	8%	6%	10%	8%	6%	10%	8%	6%
0.25	4583.68	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
0.50	2291.84	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.4	2.4	2.0	2.7	2.6	2.4	3.9	3.1	2.9
0.75	1527.89	2.5	2.4	2.0	3.0	2.8	2.3	3.9	3.4	2.8	4.1	3.9	3.4	4.9	4.4	4.0
1.00	1145.92	3.2	3.2	2.3	3.9	3.7	2.9	4.6	4.4	3.5	5.2	5.0	4.2	5.9	5.6	4.9
1.25	916.74	3.9	3.7	2.8	4.8	4.4	3.5	5.5	5.2	4.2	6.4	5.8	4.9	7.1	6.6	5.5
1.50	763.95	4.6	4.3	3.3	5.6	5.2	4.0	6.5	5.9	4.7	7.3	6.6	5.4	8.1	7.3	5.9
1.75	654.81	5.2	4.8	3.7	6.3	5.7	4.5	7.3	6.6	5.2	8.2	7.2	5.8	9.1	7.8	6.0
2.00	572.96	5.8	5.3	4.1	7.0	6.2	4.9	8.0	7.0	5.5	8.8	7.9	6.0	9.7	8.0	
2.25	509.30	6.4	5.8	4.4	7.6	6.7	5.2	8.6	7.5	5.8	9.5	8.0	6.0	10.0		
2.50	458.37	6.9	6.2	4.8	8.1	7.0	5.5	9.1	7.8	5.9	9.8	8.0				
2.75	416.70	7.4	6.5	5.0	8.6	7.4	5.7	9.5	7.9	6.0	10.0					
3.00	381.97	7.9	6.9	5.3	9.0	7.6	5.9	9.6	8.0							
3.25	352.59	8.3	7.1	5.5	9.4	7.8	6.0	10.0								
3.50	327.41	8.7	7.4	5.7	9.7	7.9	6.0									
3.75	305.58	8.9	7.5	5.8	9.8	8.0										
4.00	286.48	9.4	7.7	5.9	9.9											
4.25	269.63	9.5	7.8	6.0	10.0											
4.50	254.65	9.7	7.9	6.0												
4.75	241.25	9.8	8.0													
5.00	229.18	9.9	8.0													
5.25	218.27	10.0														
5.30	208.35	10.0														

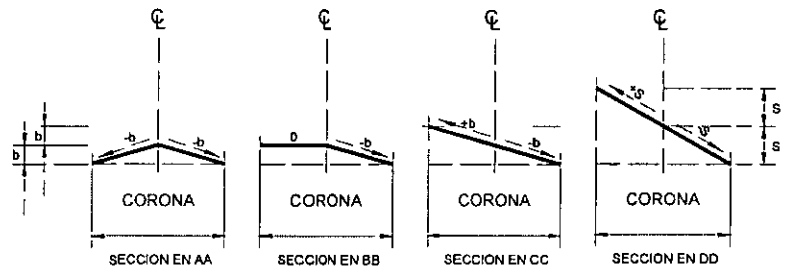
c) Transición de bombeo a sobre elevación. En el alineamiento horizontal, al pasar de una sección en tangente a otra en curva, se emplea una espiral de transición en la que se hace el cambio de la pendiente transversal de la corona, desde el bombeo hasta la sobre elevación correspondiente a la curva. Para carreteras de cuatro carriles en un sólo cuerpo, la longitud de la espiral de transición se obtiene multiplicando el valor dado para dos carriles en un sólo cuerpo por 1.5.

En las Figuras 13 y 14 se muestran los procedimientos por seguir en las tres situaciones posibles, y se indica la variación de la sobre elevación: para el primer caso, cuando la corona tiene un solo bombeo hacia el lado derecho; para el segundo, cuando tiene un sólo bombeo para el lado izquierdo; y para el tercero cuando la corona tiene dos bombeos, hacia los lados derecho e izquierdo.

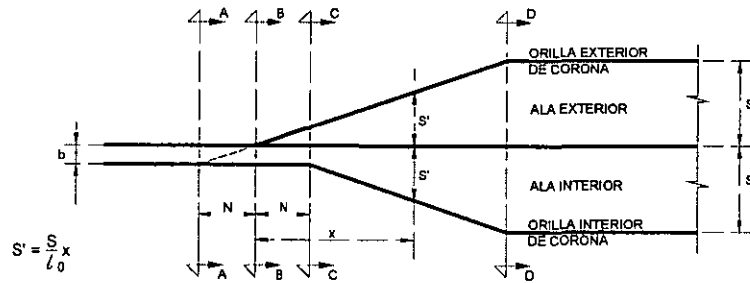
En la tabla 21 se dan las longitudes de las espirales de transición en carreteras de cuatro carriles en dos cuerpos y en carreteras de cuatro carriles en un sólo cuerpo, para $S_{\text{máx}} = 10\%$, y $S_{\text{máx}} = 8\%$.

Tabla 21. Longitud de las espirales de transición

Velocidad de proyecto	Longitud de las espirales de transición			
	ET y A4, cuerpos separados		ET y A4 un solo cuerpo	
	S máx 10%	S máx 8%	S máx 10%	S máx 8%
80	76	61	114	91
90	82	66	123	98
100	88	70	132	106
110	94	75	141	113
120	100	80	150	120



VARIACION DE LA SOBREELEVACION



LOCALIZACIÓN RELATIVA DE LA CURVA CON ESPIRALES DE TRANSICIÓN



LOCALIZACIÓN RELATIVA DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

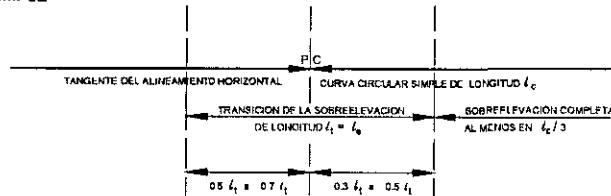


FIG. 13 TRANSICIÓN DE LA SECCIÓN EN TANGENTE A LA SECCIÓN EN CURVA GIRANDO SOBRE EL EJE DE LA CORONA

1.3 Calzada. La calzada es la parte de la corona destinada al tránsito de vehículos y constituida por uno o más carriles, entendiéndose por carril la faja con ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

El ancho de calzada es variable a lo largo del camino y depende de la localización de la sección en el alineamiento horizontal y excepcionalmente en el vertical. Normalmente el ancho de calzada se refiere al ancho en tangente del alineamiento horizontal.

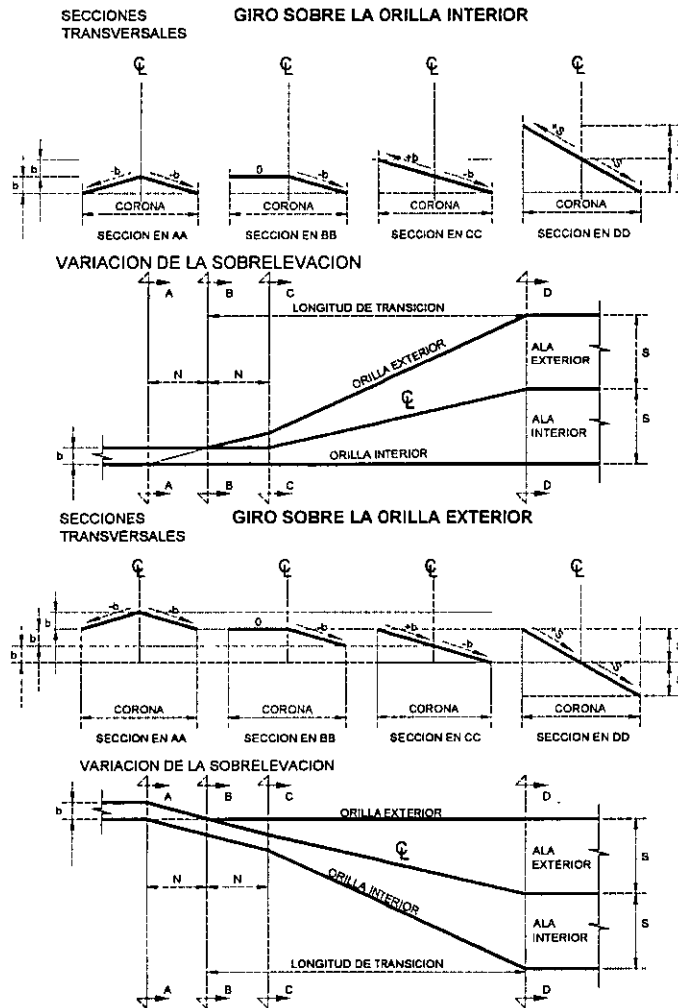


FIGURA 14 TRANSICIÓN DE LA SECCION TANGENTE A LA SECCIÓN EN CURVA GIRANDO SOBRE UNA ORILLA DE LA CORONA

a) **Carril.** Es la faja con anchura suficiente para la circulación de una fila de vehículos. Los carriles en tangente horizontal deberán tener el ancho dado por la siguiente expresión:

$$a = C + EV$$

En donde :

a = ancho de carril, en m

C = distancia libre lateral entre vehículos, en m

EV = ancho total del vehículo, en m

b) **Ancho de calzada en tangente.** Para determinar el ancho de calzada en tangente, debe establecerse el nivel de servicio deseado al final del horizonte de proyecto del camino; con este dato y los estudios económicos correspondientes, pueden determinarse el ancho y número de carriles, de manera que el volumen de

tránsito en ese año no exceda el volumen correspondiente al nivel de servicio prefijado. Los anchos de carril son: 3.00, 3.50, y de 3.65 m; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es menor de 100 vehículos por día, pueden proyectarse caminos de un carril con ancho de 4.50 m para tránsito en ambos sentidos de circulación, y libraderos para permitir el tránsito de los vehículos que se encuentran circulando en el sentido opuesto.

En tangentes verticales con pendientes longitudinales fuertes o de gran longitud, se puede proyectar un tercer carril de ascenso, lo que permitirá mejorar el nivel de servicio del tramo en estudio.

c) Ancho de calzada en curvas del alineamiento horizontal. Cuando un vehículo circula por una curva del alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una tangente, y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril, por lo que se hace necesario dar un ancho adicional a la calzada respecto al ancho en tangente. A este sobreaño se le llama ampliación la cual debe darse tanto a la calzada como a la corona.

En las **Fig. 15** y **Fig. 16** se ilustran la forma en que interviene cada uno de los elementos mencionados en el cálculo de la ampliación para obtener el ancho de calzada en curva.

Para caminos de cuatro carriles sin dividir, la ampliación en curva tendrá un valor doble que el calculado para vías de dos carriles. Si están divididos a cada calzada le corresponde la ampliación calculada. Para fines de proyecto no se consideran las ampliaciones que resulten menores de 20 cm; si la ampliación resultase mayor, deberá redondearse al decímetro próximo superior.

La ampliación de la calzada en las curvas, se da en el lado interior; la raya central se pinta posteriormente en el centro de la calzada ampliada. Para pasar del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva, se aprovecha la longitud de transición requerida para dar la sobre elevación, de manera que la orilla interior de la calzada forme una curva suave sin quiebres bruscos a lo largo de ella.

En curvas circulares con espirales, la ampliación en la transición puede darse proporcionalmente a la longitud de la espiral, esto es:

$$A' = \frac{A}{l_e} l$$

En donde **A'** es la ampliación en una sección que está a **l** metros del **TE**, **l_e** es la longitud de la espiral, y **A** es la ampliación total en curva. Procediendo de esta manera se tendrá ampliación nula en el **TE**, ampliación total en el **EC**, y la orilla inferior de la calzada la forma de una espiral modificada.

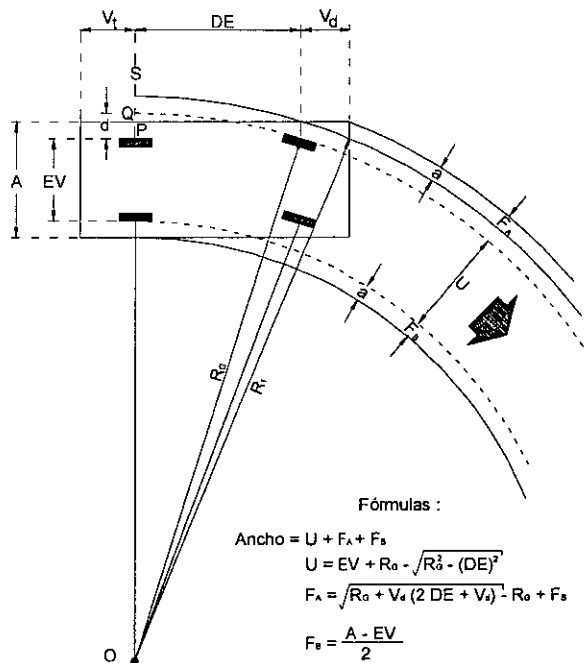


FIGURA 15 ANCHO DEL VEHICULO EN CURVA

El vehículo de proyecto tiene un ancho total de 2.60 m sin contar los espejos laterales; además, se considera que la distancia libre lateral entre vehículos "c" debe ser de 1.10 m, y la mitad de este valor para la distancia libre con respecto a la orilla de la calzada. De lo anterior se deduce que el ancho de la calzada en tangente será un múltiplo de carriles de 3.70 m.

El ancho de la calzada en tangente horizontal debe incrementarse en las curvas, ya que los vehículos ocupan un espacio mayor al circular en éstas, debido a las distintas trayectorias que siguen las ruedas traseras con respecto a las delanteras, a los vuelos delantero y trasero de las carrocerías y al espacio necesario entre dos filas de vehículos por dificultad de maniobra. A este sobreaño se le llama ampliación.

SÍMBOLOS

- a - Ancho de calzada en tangente
- a_c - Ancho de calzada en curva
- A - Ampliación en curva
- V₁ - Vuelo trasero
- V₂ - Vuelo delantero
- DE - Distancia entre ejes
- EV - Entrevía (en este caso igual al ancho total del vehículo)
- C - Distancia libre entre vehículos
- U - Distancia entre huellas externas
- F_A - Proyección del vuelo delantero
- Z - Sobreecho por dificultad de maniobra

NOTA Todas las medidas en metros y nomales al alineamiento horizontal

EXPRESIONES PARA EL CALCULO

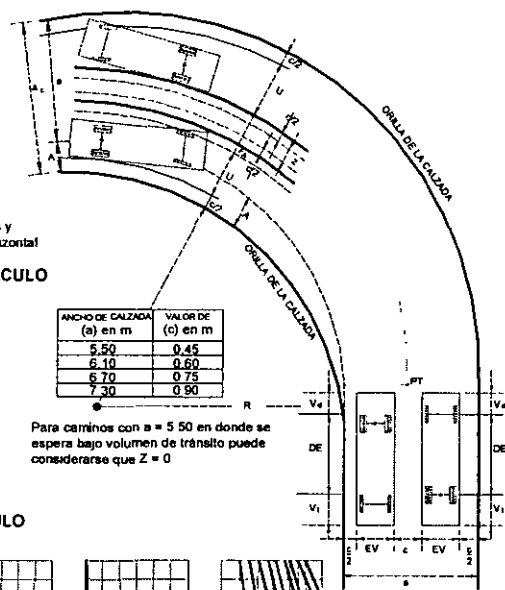
$$A = a_c - a$$

$$a_c = 2U + 2C + F_A + Z$$

$$U = \sqrt{EV + R - \sqrt{R^2 - DE^2}}$$

$$F_A = \sqrt{R^2 + V_2(2DE + V_2)} - R$$

$$Z = 0.1 \frac{V}{\sqrt{R}}$$



ANCHO DE CALZADA (a) en m	VALOR DE (c) en m
5.50	0.45
6.10	0.60
6.70	0.75
7.30	0.90

Para carrinos con a = 5.50 en donde se espera bajo volumen de tránsito puede considerarse que Z = 0

GRAFICAS PARA EL CALCULO

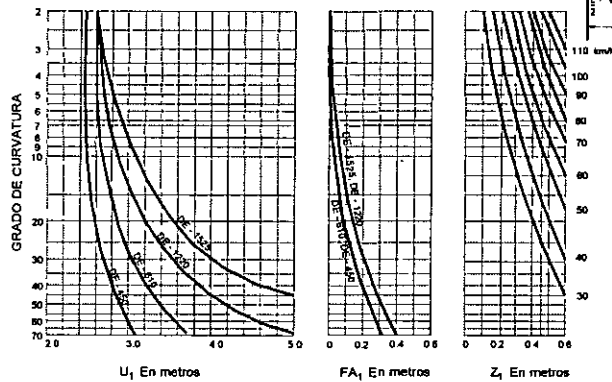


FIGURA 16 AMPLIACIONES EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

El ancho de calzada para dos carriles de circulación en un sentido en curva, se determina por medio de la suma de los anchos definidos por la distancia entre huellas externas de dos vehículos que circulan por la curva; la distancia libre lateral entre dos filas de vehículos, y entre éstos y la orilla de la calzada; el sobreecho debido a la proyección del vuelo delantero del vehículo que circula por el lado interior de la curva; y el ancho adicional que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva.

La ampliación de la calzada en las curvas se da en el lado interior de éstas; se incluye el caso de cuatro carriles en un sólo cuerpo donde la barrera se coloca en el centro de la vía ampliada. En la espiral de transición se pasa del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva.

La transición de la ampliación se da proporcionalmente a la longitud de la espiral, mediante la siguiente expresión:

$$A' = \frac{A}{l_e} l$$

En donde :

A' : ampliación de una sección que está a " l " metros del punto

TE (Tangente - Espiral)

l_e : longitud de la espiral

A : ampliación total de la calzada en la curva

Por lo que la ampliación en el TE será cero; en el EC será la ampliación total y la orilla interior de la calzada tendrá la forma de una espiral modificada.

1.4 Acotamientos. Son fajas adyacentes a la calzada, definidas por las orillas de ésta y las líneas de los hombros del camino. Van a ambos lados y pueden ser de anchos diferentes.

Los acotamientos tienen por objeto:

- a) Suministrar seguridad al usuario al proporcionar, en caso de emergencia, un ancho adicional de superficie de rodamiento
- b) Dar confinamiento al pavimento, y proteger la calzada contra la humedad y posibles erosiones
- c) Mejorar la visibilidad en los tramos en curva, sobre todo cuando el camino va en corte
- d) Facilitar los trabajos de conservación

El ancho de los acotamientos depende principalmente del nivel de servicio al que el camino funcionará en el horizonte de proyecto; los acotamientos externos serán como mínimo, por capacidad y nivel de servicio, de 1,80 m, y es recomendable que su ancho sea de 2.50 a 3.00 m; los acotamientos internos, cuando la faja separadora central es angosta, es de 1.00 m, si esa faja es ancha, estos podrán ser de 2.00 m

El color y la textura de los acotamientos serán, de preferencia, distinta a los de la calzada, y su pendiente transversal igual al de ésta.

2. Subcorona. Es la superficie que limita las terracerías y sobre la que se apoyan las capas del pavimento. En sección transversal es una línea.

Se define a las terracerías como el material que se corta o terraplena para formar el camino hasta la subcorona. La diferencia de cotas entre el terreno natural y la subcorona determina los espesores de corte o terraplén en cada punto de la sección.

A los puntos intermedios en donde esa diferencia es nula se les llama puntos de paso, y a las líneas que unen esos puntos en un tramo del camino, líneas de paso. A los puntos extremos de la sección donde los taludes cortan al terreno natural, se les llama ceros y a las líneas que los unen a lo largo del camino, líneas de ceros.

2.1 El pavimento es la capa o capas de material seleccionado y tratado, comprendidas entre la subcorona y la corona, que tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos transmitidos a la capa de terracerías subyacente a la subcorona, no le causen deformaciones perjudiciales; al mismo tiempo proporciona una superficie de rodamiento adecuada al tránsito. Los pavimentos generalmente están formados por la sub-base, la base y la carpeta, definiendo esta última la calzada del camino

Los elementos que definen la subcorona son la subrasante, la pendiente transversal y el ancho.

2.2 Subrasante es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. La sección transversal es un punto cuya diferencia de elevación con la rasante está determinada por el espesor del pavimento, y cuyo desnivel con respecto al terreno natural sirve para determinar el espesor de corte o terraplén

2.3 Pendiente transversal de la subcorona es la misma que la de la corona, logrando mantener uniforme el espesor del pavimento. Puede ser bombeo o sobre elevación, según sea que la sección esté en tangente, en curva o en transición.

2.4 Ancho de la subcorona es la distancia horizontal comprendida entre los puntos de intersección de la subcorona con los taludes del terraplén, cuneta o corte. Este ancho va en función de la amplitud de corona y del ensanche y queda definido por la siguiente expresión:

$$A_s = C + e_1 + e_2 + A$$

En donde :

A_s : ancho de la subcorona, en m

C : ancho de la corona en tangente, en m

e_1 y e_2 : ensanche de cada lado del camino, en m

A : ampliación de la calzada en la sección considerada, en m.

El ensanche es el sobreancho que se da a cada uno de los lados de la subcorona para que, con los taludes del proyecto, pueda obtenerse el ancho de corona después de construir las capas de base y sub-base; es función del espesor de base y sub-base, de la pendiente transversal y de los taludes. Cuando el camino va en corte y se proyecta una cuneta provisional, el hombro de la subcorona queda en la misma vertical que el de la corona y el ensanche es nulo (**Fig. 17**), pero cuando el camino se va a pavimentar inmediatamente después de

construidas las terracerías y no hay necesidad de construir la cuneta provisional, la cuneta definitiva quedará formada con el material de base y sub-base y por el talud del corte (**Fig. 18**). En este caso el ensanche de la subcorona se calcula como sigue:

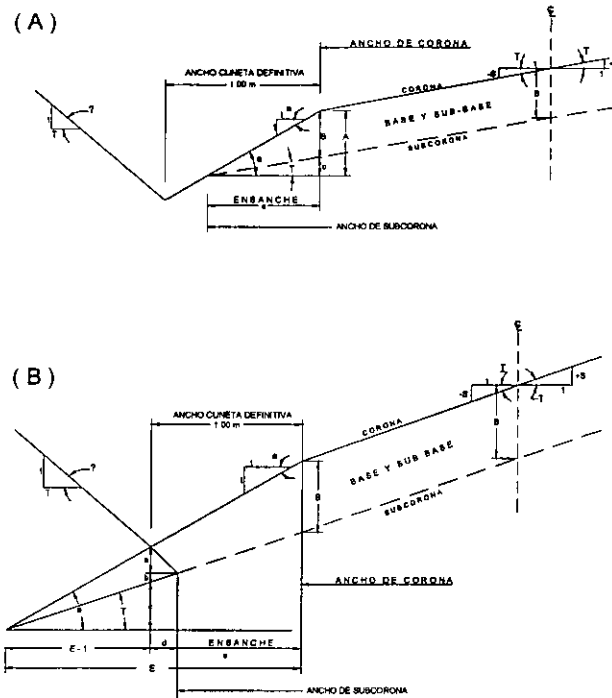


FIGURA 17 ENSANCHE DE LA SUBCORONA

$$e = \frac{B}{\frac{1}{t} + s}$$

En donde :

e = ensanche, en m

B = espesor del pavimento (en casos en que no se encarpeten

los acotamientos, será solamente el espesor de sub - base y base), en m

t = talud de la cuneta

S = sobre elevación o pendiente transversal con su signo

La expresión anterior puede aplicarse también para el cálculo del ensanche en terraplenes, en cuyo caso, t es el talud del terraplén.

En secciones de corte, en el caso de que el valor del ensanche resulte mayor de 1.00 m, debido a valores altos del espesor del pavimento o de la pendiente transversal, ocurre que la subcorona intersecta primero al talud del corte que al

talud de la cuneta, por lo que el ensanche debe calcularse con esta otra expresión:

$$e = \frac{\frac{1}{T} + \frac{1}{t} - B}{\frac{1}{T} - s}$$

En donde :

e = ensanche, en m

B = espesor del pavimento (en casos en que no se encarpeten los acotamientos, será solamente el espesor de sub - base y base), en m

t = talud de la cuneta

T = talud del corte

S = sobre elevación o pendiente transversal con su signo

2.5 Ampliación y sobre elevación en transiciones. Para calcular las ampliaciones y sobre elevaciones de la subcorona, en las curvas y transiciones del alineamiento horizontal, se hace uso de los principios y recomendaciones establecidos en este capítulo; sin embargo, dada su importancia en el proyecto de las secciones de construcción se establecerá la metodología de cálculo, que puede facilitarse mediante el empleo de una tabla similar a la 9-c.

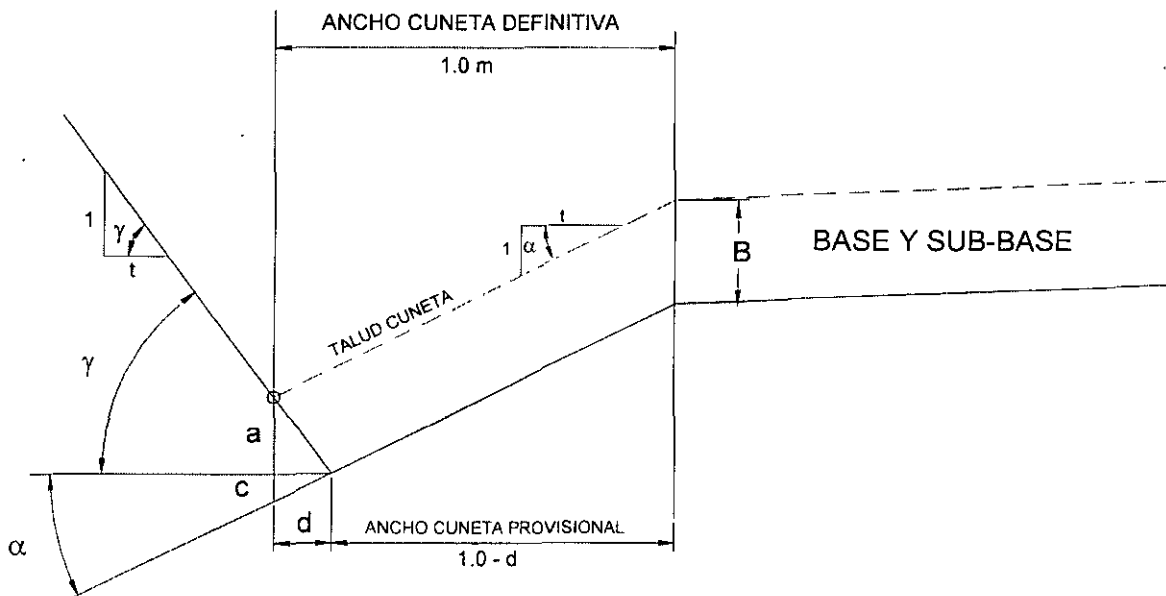


FIGURA 18 CUNETA PROVISIONAL

En la parte superior hay cinco columnas de datos. En la primera, se anotan los nombres del camino, tramo y subtramo a que pertenece la curva; en la segunda columna se anotan especificaciones generales de proyecto geométrico

pertinentes, tales como la velocidad de proyecto v , la sobre elevación máxima S *máx*, el grado máximo de curvatura G *máx*, el ancho de corona en tangente C y el bombeo en tangente b ; en la tercera columna se anotan los datos específicos de la curva que se esté analizando, tales como el grado y el sentido de la deflexión $G = 2^\circ$ *der*, la sobre elevación de la curva S , la longitud de la transición l_e , la distancia N y la ampliación de la curva A ; cada uno de estos elementos se calcula a través de las expresiones ya citadas.

En la cuarta columna se anota el cadenamiento de los puntos que definen la curva circular y sus transiciones.

En la quinta columna se efectúa el cálculo de los parámetros que definen la variación de la sobre elevación DS y de la ampliación DA . Como esta variación es lineal, se tendrá:

$$DS = \frac{S}{l_e} \cdot y \quad DA = \frac{A}{l_e}$$

camino.	v = 100km/h	G = 2°Der	TE = 20+530.45	
tramo:	Smás = 10%	S = 6.2%	EC = 20+580.45	DS = 0.124
subtramo	G*más = 3.25°	le = 0.50m	CE = 20+630.45	
	C = 9.00m	N = 16.12m	ET = 20+680.45	DA = 0.0032
	b = 2%	A = 0.16m		
	B = 0.30m			
	a = 7.30m			

Estación	d	Sobre elevación		ampliación	taludes		ensanches		semianchos para proyecto	
		izquierdo	derecho		izquierdo	derecho	izquierdo	derecho	izquierdo	derecho
1	2	3		4	5		6		7	

Ejemplo:

Para calcular las ampliaciones y ensanches de la subcorona en las curvas circulares y transiciones espirales del alineamiento horizontal, se hace uso de las recomendaciones establecidas en este apartado y dada su importancia, se desarrollará un ejemplo cuyo resultado se presenta en la **tabla 24**.

Se anotan en la parte superior, todos los datos generales del proyecto que servirán de base para el cálculo:

Datos generales del proyecto:

Camino: **A4S**

Calzada: **7.40 m**

Acotamiento derecho: **3.00 m**

Acotamiento izquierdo: **1.00 m**

Vehículo de proyecto: **DE 2864**

Velocidad de proyecto: **110 km/h**

Sobre elevación máxima: **10%**

Grado máximo de curvatura: **2.75°**

Ancho de corona: **11.40 m**

Bombeo: **2% a ambos lados**

Espesor de sub-base + base + carpeta = **0.50 m**

Ancho de calzada: **7.40 m**

Datos de la curva ⑦ a calcular:

Grado de la curva: **2°**.

Sentido de la deflexión: **derecha**.

Sobreelevación: **9.3%**.

Longitud de espiral: **94 m**.

$$N = \frac{b * l_e}{s} = 20.20m$$

Ampliación calculada: **0.70 m**

Cuneta normal: **1.00 m**

Estación de la tangente - espiral	TE:40+533.38
Estación de la espiral - curva	EC:40+627.38
Estación de la curva - espiral	CE:40+680.26
Estación de la espiral - tangente	ET:40+774.26

$$DS = \frac{S}{l} = 0.09894$$

DS = variación de la sobre elevación

$$DA = \frac{A}{l} = 0.007447$$

DA = variación de la ampliación

Tabla 24. Hoja de cálculo para ampliaciones y ensanches de la subcorona en las curvas circulares y en las espirales de transición del alineamiento horizontal

Estación	distancia	S		A	Taludes		Ensanches		Semi anchos para proyecto	
		izq.	der		izq.	der	izq.	der	izq.	der
TE- N40+513.16	20.22	-2.0	-2.0	0.00	3	3	1.60	1.60	7.30	7.30
520	13.38	-0.7	-2.0	0.00	3	3	1.53	1.60	7.23	7.30
TE 40+533.38	0.00	0.0	-2.0	0.00	3	3	1.50	1.60	7.20	7.30
540	6.62	0.7	-2.0	0.05	3	0.25/1	1.47	0.95	7.17	6.70
TE+N 40+533.60	20.22	2.0	-2.0	0.15	3	0.25/1	1.42	0.95	7.12	6.80
560	26.62	2.6	-2.6	0.20	3	0.25/1	1.39	0.95	7.09	6.85
580	46.62	4.6	-4.6	0.35	1.5	1.5	0.70	0.81	6.40	6.86
600	66.62	6.6	-6.6	0.50	1.5	1.5	0.68	0.83	6.38	7.03
620	86.62	8.6	-8.6	0.65	1.5	1.5	0.66	0.86	6.36	7.21
EC- 40+627.38	94.00	9.3	-9.3	0.70	1.5	1.5	0.66	0.87	6.36	7.27
640		9.3	-9.3	0.70	1.5	1.5	0.66	0.87	6.36	7.27
660		9.3	-9.3	0.70	1.5	1.5	0.66	0.87	6.36	7.27
680		9.3	-9.3	0.70	1.5	0.25/1	0.66	0.94	6.36	7.34
CE- 40+680.26	94.00	9.3	-9.3	0.70	1.5	0.25/1	0.66	0.94	6.36	7.34
700	74.26	7.5	-7.5	0.55	1.5	3	0.67	1.94	6.37	8.19
720	54.26	5.4	-5.4	0.40	1.5	3	0.69	1.79	6.39	7.89
740	34.26	3.4	-3.4	0.26	1.5	3	0.71	1.67	6.41	7.63
ET - N 40+754.04	20.22	2.0	-2.0	0.15	1.5	3	0.73	1.60	6.43	7.45
760	14.26	1.4	-2.0	0.11	1.5	3	0.74	1.60	6.44	7.41
ET 40+774.28	0.00	0.0	-2.0	0.00	1.5	3	0.75	1.60	6.45	7.30
780	5.74	-0.6	-2.0	0.00	1.5	3	0.76	1.60	6.46	7.30
ET-N 40+794.48	20.22	-2.0	-2.0	0.00	1.5	3	0.74	1.60	6.44	7.30

3. Cunetas. Son zanjas que se construyen a uno o ambos lados de la corona, contiguas a los hombros en los tramos en corte, con objeto de recibir en ellas el agua que escurre de la corona y los taludes. Su diseño debe garantizar el drenaje y la estabilidad de los vehículos que accidentalmente pudieran caer en ellas. Las cunetas tendrán una sección triangular con anchura de 1.00 m, medida

horizontalmente del hombro al fondo de la misma, con una talud de 3.1 y el otro lado con el talud correspondiente al corte.

La capacidad hidráulica de esta sección, en general es suficiente para la mayoría de los casos. En proyectos que requieran una mayor capacidad hidráulica, la sección de la cuneta será trapezoidal, con una profundidad y taludes iguales a los de la sección triangular y conservará siempre la pendiente longitudinal que tenga el camino o en otro caso, proyectar obras hidráulicas de alivio.

Para evitar la erosión causada por velocidades fuertes del agua o filtraciones de la misma, las cunetas deberán revestirse, generalmente con concreto simple.

4. Contracunetas. Son generalmente zanjas de sección trapezoidal o bordos ubicados arriba de la línea de ceros de un corte, para interceptar los escurrimientos laminares del terreno natural. Su proyecto está determinado por el escurrimiento posible, la topografía y las características geotécnicas del terreno, de tal forma que canalicen el gasto de diseño y que su localización no afecte por filtraciones la estabilidad de los cortes.

5. Talud. Es el valor recíproco de la pendiente de la superficie de los cortes y terraplenes, que queda comprendida para los primeros, entre la línea de ceros y el fondo de la cuneta y, para los segundos, entre la línea de ceros y el hombro correspondiente.

Los taludes de los cortes se determinan conforme a su altura, características de los materiales que los forman y líneas de visibilidad. En terraplenes, los taludes se fijan en función de su altura y condiciones de seguridad. En cortes se usan valores desde: $\frac{1}{4}:1$ hasta $1:1$, y en terraplén de $1.5:1$ hasta $5:1$.

La superficie de los taludes del terraplén deberá arroparse con tierra vegetal, en muchos casos producto del despalme, para favorecer el crecimiento de plantas que mejoran la estabilidad y reducen el impacto ambiental.

La arista que forma parte del talud y el terreno en los cortes, se deberá redondear para mejorar la estabilidad, además de darle un aspecto natural para reducir el impacto ambiental.

5.1 Distancia a obstáculos laterales

Las curvas de la alineación horizontal requieren, cuando menos, la distancia de visibilidad de parada. Esta distancia la determinan los obstáculos laterales en el interior de las curvas, que cuando éstas quedan alojadas parcial o totalmente en secciones en corte, son los taludes los citados obstáculos; por lo que debe realizarse un proyecto de secciones de construcción correspondiente, por medio de recortar o abatir el respectivo talud o de modificar el grado de curvatura y, en todo caso, eliminar el obstáculo que limite la distancia de visibilidad.

En el cuadro siguiente, se tiene la distancia mínima para el proyecto, en metros, del hombro de la subcorona a los obstáculos laterales en la parte interior de las curvas, de tal forma que en el proyecto de las secciones transversales se aplique esta especificación. En los valores indicados se consideró un ancho de acotamientos de 2.50 m.

Tabla 23. Distancia mínima para proyecto, en metros, del hombro de la subcorona a los obstáculos laterales en la parte interior de las curvas. Considera un ancho de acotamiento de 2.50 m.

Grado de Curvatura	Velocidad				
	80	90	100	110	120
0°15'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0°30'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0°45'	0.00	0.00	0.10	0.40	1.10
1°00'	0.00	0.00	0.20	0.80	2.25
1°15'	0.00	0.20	1.10	1.90	3.65
1°30'	0.00	0.40	2.00	3.00	5.10
1°45'	0.20	1.05	2.95	4.10	6.50
2°00'	0.45	1.70	3.90	5.20	8.00
2°15'	0.95	2.35	4.85	6.25	
2°30'	1.40	3.00	5.80	7.30	
2°45'	1.90	3.65	6.70		
3°00'	2.40	4.30	7.60		
3°15'	2.90	4.95			
3°30'	3.40	5.60			
3°45'	3.90	6.25			
4°00'	4.40	6.90			
4°15'	4.90				
4°30'	5.40				
4°45'	5.90				
5°00'	6.40				
5°15'	6.90				
5°30'	7.40				

6. Partes complementarias

6.1 Terreno

El terreno queda definido por los elementos que lo conforman, como son: orografía, vegetación, hidrografía, uso, régimen, etc., y que generalmente se le define como terreno natural.

6.2 Guarniciones

Las guarniciones son elementos de sección trapezoidal, generalmente de concreto hidráulico, cuya función es delimitar el pavimento, así como banquetas, camellones e isletas.

Existen dos tipos de guarniciones: verticales y achaflanadas.

a) Guarniciones verticales

Tienen una altura de 0.20 m sobre la superficie de rodamiento, de tal manera que los vehículos no pueden sobrepasarla. Su uso está limitado a zonas de banquetas.

b) Guarniciones achaflanadas

Tienen una altura de 0.15 m sobre el pavimento, con la cara que da al tránsito achaflanada, para que en caso de que el conductor de un vehículo la sobrepase, éste no pierda el control del mismo. Deben utilizarse en carreteras.

Las guarniciones se pintarán o señalarán con material reflejante.

6.3 Bordillos

Los bordillos son elementos de sección trapezoidal, generalmente de concreto asfáltico, que se construyen en las secciones de terraplén, junto a los hombros, con el fin de encauzar el agua que escurre de la corona hacia los lavaderos construidos en los taludes, y así evitar erosiones en el terraplén.

En tramos con pendiente longitudinal menor al 0.5% no deben construirse los bordillos ya que el drenaje será suficiente, y por otro lado, es muy reducido el escurrimiento laminar sobre el talud.

6.4 Banquetas

Las banquetas son andadores peatonales, con una altura sobre el pavimento determinada por el tipo de guarnición de que se trate, generalmente son de concreto hidráulico, aunque pueden ser también de adocreto o carpeta asfáltica. Los anchos de éstas serán múltiples de 0.60 metros, valor que corresponde al espacio requerido por una fila de peatones.

6.5 Fajas separadoras

Se denomina faja separadora a la franja de terreno que se usa para separar dos calzadas que tengan tránsito, en el mismo sentido u opuesto. A las primeras se les llama fajas separadoras laterales y a las segundas fajas separadoras centrales. Cuando a estas fajas se les construyen guarniciones para delimitarlas y se rellenan hasta tener un nivel superior al de la calzada, se les llama camellones. Su anchura mínima es de un metro; es un elemento cuya función principal es separar

las calzadas, de manera que se impida físicamente que las corrientes del tránsito se mezclen o entrecrucen.

6.6 Barreras

Son elementos, generalmente de concreto o acero, que separan las calzadas de una carretera, teniendo como funciones: impedir que los vehículos accidentados la crucen y ocasionen choques con otras corrientes vehiculares, disminuir el deslumbramiento durante la noche, producido por los faros de los vehículos que transitan en sentido opuesto, y en general constituir un elemento físico de cruce.

6.7 Barreras metálicas

Son elementos metálicos con sección ondulada de doble y triple cresta, colocadas al lado del pavimento, atornillados a postes empotrados en el terraplén, a una altura en la parte superior de 0.75 m, de tal forma que en caso de colisión, guíen al vehículo en el sentido del tránsito y eviten en lo posible su salida del camino.

6.8 Barreras de concreto hidráulico

Están constituidas por muros con las caras alabeadas, que igual a las barreras metálicas producen el menor daño a los vehículos que se impacten contra ella. Generalmente son pre coladas, en módulos que se ensamblan; en curvas, resuelven el drenaje transversal de la superficie de rodamiento mediante unos bancos o calzas que las separan de la superficie de rodamiento.

7. Derecho de vía

El Derecho de Vía de una carretera es la faja de terreno que se requiere para su construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección, y para el uso adecuado de la misma y de sus servicios auxiliares.

En general, el ancho del derecho de vía es uniforme y se ampliará cuando sea necesario en los entronques, bancos de materiales, taludes en corte o terraplén, accesos y servicios.

En las **Figuras 19 y 20**, se muestran las secciones típicas de las autopistas construidas en uno y dos cuerpos respectivamente, en las que se indican los distintos elementos que las integran.

4. Proyecto Geométrico

4.1. Metodología para Proyecto

Primeramente se tendrán todos los estudios de tránsito necesarios para conocer los volúmenes de tránsito y su composición vehicular detallada, los volúmenes horarios de proyecto, las asignaciones del tránsito y los niveles de servicio propuestos en el horizonte de proyecto.

Deberá disponerse de un estudio topográfico que contenga la altimetría y planimetría simultáneas, con curvas de nivel a cada 50 centímetros, del área necesaria para el estudio, delimitando las colindancias de predios, instalaciones municipales o privadas, señalamientos de las instalaciones existentes, como son ductos de fibra óptica, ductos de PEMEX, límites del Derecho de Vía, bancos de nivel, entre otros, en escalas adecuadas de 1:500 a 1:1000.

Se deberán elaborar soluciones alternas de proyecto, evaluándolas técnica y económicamente, seleccionando la que tenga el costo global del transporte más bajo con el mínimo de inversión.

Una vez seleccionada la solución alterna más favorable, se procede a su dimensionamiento detallado, tanto en planta como en perfil, resolviendo entre otros aspectos el drenaje y la estabilidad de las terracerías.

Una vez terminado el estudio del anteproyecto y definida la mejor alternativa, es necesario llevar a cabo el proyecto definitivo, consistente en la elaboración de los planos requeridos para la construcción de la obra vial.

Estos planos deben de mostrar en detalle la alineación horizontal y el vertical, el proyecto de las secciones de construcción, el movimiento de terracerías, los límites del Derecho de Vía, el señalamiento de protección de obra con los desvíos del tránsito durante la construcción de la misma y el señalamiento definitivo. Para ello se deberán elaborar los siguientes ocho planos:

- 1 **Planta general**
- 2 **Planta constructiva (y cuando por lo complejo de la obra se requiera, la Planta constructiva complementaria).**
- 3 **Planta de gálibos**
- 4 **Perfiles**
- 5 **Secciones de construcción**
- 6 **Planta de derecho de vía**
- 7 **Planta de señalamiento de protección de obra (debe de incluir, cuando sea el caso, la planta con el proyecto de transitabilidad provisional)**
- 8 **Planta de señalamiento definitivo**

Planta General

La planta general de un proyecto es el plano principal en el que se representan a una escala apropiada, generalmente 1:500, los datos necesarios para poder trazar en el campo los ejes calculados de la obra vial.

a) Cálculo geométrico de los ejes.

Con base en el anteproyecto aprobado, se sitúan los ejes que comprenden el camino principal, el camino secundario y los ejes de los ramales, cuando sea el caso de las vueltas propuestas, viendo la conveniencia de colocarlos en el centro o en las orillas de cada rama. Cuando existan datos originales de alguno de los caminos que intercepten con la obra vial en proyecto, se respetarán la posición del eje y su sistema de coordenadas.

Se procede al cálculo del eje principal, obteniendo los cadenamientos y coordenadas de los puntos donde interceptan los ejes del camino secundario y de sus ramales.

Se calculan las curvas horizontales definiendo sus puntos principales, tomando como base los radios o grados de curva específicos en el anteproyecto.

Cada eje se denominará con letras en orden alfabético, indicando el principio y el final de cada eje con la misma letra; y para distinguir el sentido del cadenamiento, poner en el extremo final la misma letra con un apóstrofe, quedando de esta manera el eje principal **A-A'**, el eje secundario **B-B'**, ramales **C-C'**, **D-D'**, etc.

El origen y el final de cada eje (excepto el principal y el extremo libre del secundario) deben referirse al cadenamiento del eje al que son comunes.

Para diferenciar los cadenamientos de los distintos ejes, se agrega al número la letra minúscula que define cada rama, por ejemplo:

PC = 0+000(c) a 3.50m Derecha Estación 18+758.25(a).

Lo anterior indica que el punto inicial del ramal **C-C'** que es al mismo tiempo principio de la curva circular, está situado a **3.50m** a la derecha (en el sentido del cadenamiento) de la estación **18+758.25** del eje **A-A'**, o sea del camino principal.

La determinación exacta de los ángulos, rumbos, tangentes, sub tangentes, longitudes de curva y deflexiones se determinarán analíticamente con métodos trigonométricos.

b) Dibujo de los ejes y cadenamientos

Una vez calculados todos los ejes que en conjunto formen la obra vial, y a los cuales se referirá todo el proyecto, se procede al dibujo de estos en el software denominado **autoCAD®** en escala 1:500 de preferencia, marcándolos en color rojo, marcando cada estación, y cada 100 m su cadenamiento.

c) Verificación y cálculo de los anchos de calzada en tangente y en curva

El anteproyecto debe de consignar los anchos de calzada en los puntos importantes de la obra vial, sobre todo en curvas; estos anchos necesitan considerar el caso de operación del tránsito, ya sea para un sentido de circulación sin previsión al rebase a los vehículos estacionados (CASO I), circulación en un sólo sentido de circulación, con previsión al rebase a vehículos estacionados (CASOII). etc.

Una vez verificados los anchos en los puntos clave se procede al cálculo de las transiciones para cambiar de un ancho a otro; el procedimiento consiste en estimar en cada estación el aumento en el ancho de carpeta siguiendo una variación lineal entre dos cadenamientos prefijados.

d) Topografía

En esta planta se marcan con color sepia las curvas de nivel, @ 50 cm, señalando cada cinco curvas la cota; nuevamente la escala recomendada va de 1:500 a 1:1000, indicando toda la planimetría.

Planta constructiva

Esta planta indica todos los datos que complementan el proyecto horizontal de la obra vial, como son los anchos y los cadenamientos en los puntos de variación y liga.

a) División por ramales

Esta planta sirve de guía al proyecto de las secciones de construcción, puesto que es en ésta etapa en la que se separan en forma más adecuada los límites entre los diferentes ramales para permitir el estudio de las sobre elevaciones.

b) Determinación de cadenamientos comunes a un punto

En los límites de los ramales existen puntos que son comunes a dos o más ejes. Estos puntos deberán tener la misma elevación y serán los que rijan el proyecto de las sobre elevaciones.

La identificación de estos puntos para cada ramal se hará con sus cadenamientos respectivos.

c) Indicación de los anchos en los puntos de quiebre

La finalidad principal de la planta constructiva es indicar al constructor la forma en que van variando los anchos de corona, por lo que deberán indicarse estos anchos y los cadenamientos donde empieza o termina alguna variación; así también deberán consignarse los anchos de las isletas, los anchos de los carriles en las curvas y en las zonas de transición de velocidad, los radios para redondear las isletas y sus desplazamientos.

Planta de gálidos

En todo paso o intersección a desnivel se determinará la posición de sus anchos y separación vertical conforme a los alineamientos horizontal y vertical propuestos, de tal forma que se tengan los gálidos o espacios libres conforme al proyecto.

Perfiles

Los perfiles comprenden el perfil longitudinal del terreno en cada eje, los datos de las rasantes calculadas, y la gráfica de la curva masa y sus transportes.

a) Cálculo de la rasante del camino principal

En cualquier obra vial, debe de existir una rasante que sirva de respaldo a todo el conjunto, generalmente el camino principal es el que se usa para tal fin; el cálculo de esta rasante comprende la determinación de la elevación en cada estación con base en la pendiente y las curvas verticales.

Son de especial interés las elevaciones de los puntos comunes a los ejes.

b) Cálculo de las cotas obligadas para los ramales

Antes de llevar a cabo la estimación de estos puntos, se deberá revisar cuidadosamente el cálculo de las sobre elevaciones, ya que las cotas obligadas dependen de la sobreelevación.

La rasante de un ramal común al eje principal tiene que respetar las elevaciones de éste en la zona de liga, y verse obligado a pasar por la cota que resulte de sumar algebraicamente a su elevación el valor obtenido al multiplicar su distancia al eje principal por el valor de la sobre elevación.

c) Cálculo de la rasante de los ejes

Una vez determinadas las cotas obligadas en todas las zonas de liga del entronque se procede al cálculo de las rasantes de los ejes de los ramales

respetando los tramos obligados, procurando que las pendientes sean lo más suave posible y proporcionando a todo lo largo de los ramales la distancia de visibilidad de parada adecuada.

d) Funcionamiento del drenaje.

Al proyectar el alineamiento vertical, es de vital importancia tener en cuenta la forma en que funcionará el drenaje en la obra vial, previendo el tamaño de las obras para el drenaje transversal, de manera que las rasantes permitan su ubicación en el terreno.

En las zona de liga de ramales o en los cruces es necesario verificar que las sobre elevaciones proyectadas permitan el drenaje superficial, y que éste no se vea interrumpido por las guarniciones o bordillos y cuidar que no se formen charcos.

e) Formato para el cálculo de terracerías

El formato para el cálculo de terracerías debe mostrar como mínimo los datos de la elevación del terreno en el eje, formando el perfil longitudinal, ya sea levantado en campo, o deducido de la planta topográfica la cota de subrasante en cada estación incluyendo el cálculo de las curvas verticales y hasta esta etapa, los espesores de corte o terraplén.

Secciones de construcción

a) Dibujo del terreno

La presentación de las secciones de construcción se hace en papel milimétrico, indicando en color negro el perfil transversal del terreno en cada sección en las cuales se señala el cadenamiento y el espesor de corte o terraplén, marcando el eje de la sección con un círculo.

Las secciones se complementan con el proyecto del cuerpo del camino que se marca en color rojo.

b) Proyecto de las secciones

El proyecto de las secciones en terraplén consiste en el cálculo del ancho en subrasante, el cual se obtiene aumentando al ancho normal el sobre-ancho necesario para que al colocar el revestimiento (base y sub-base) se tenga el ancho normal; este sobre-ancho depende del espesor del revestimiento, del bombeo o sobre elevación y del talud del terraplén.

c) Estratos de Compactación

Se deberán indicar en las secciones de construcción los estratos o capas de compactación, como ejemplo: la capa sub rasante de 0.30m de espesor compactada al 100%, la capa inferior a esta de 0.50m de espesor compactada al 95% y el resto del terraplén al 90%; en los casos de ampliación de caminos existentes se deberá indicar el procedimiento de liga de las terracerías nuevas con las existentes.

d) Áreas de las secciones de construcción

Se deberán obtener las áreas de terraplén en sus diferentes capas, y los cortes en terracerías existentes y en terreno natural.

e) Cálculo de los volúmenes de terracerías

En esta etapa se utiliza el registro usado para los perfiles en los cuales se indicaron los espesores, se vacían en este formato las áreas medidas y se procede a calcular los volúmenes de cada estrato de terraplén y de los cortes, sumando las áreas consecutivas y multiplicándolas por la semi distancia entre estaciones.

Estos volúmenes se afectan por los coeficientes de reducción o abundamiento y se registran en el formato correspondiente.

f) Cálculo y dibujo de la ordenada de curva-masa

Al calcular la ordenada de curva-masa se tendrá en consideración la compensación transversal, como es el caso de las ampliaciones a caminos existentes en los que se tiene que cortar parte del terraplén actual para efectuar una buena liga de terracerías.

En la gran mayoría de los entronques la curva-masa indica prestamos de material para formar los nuevos terraplenes por lo que es recomendable, sobre todo en los casos en que se proporciona una capa subrasante calcular una ordenada de curva-masa para el material fino solamente.

El dibujo de la ordenada de curva-masa se hace en el mismo plano del perfil usando las escalas más convenientes para conseguir una clara representación en el espacio de papel disponible.

g) Compensación de volúmenes

Aún y cuando para cada ramal exista un diagrama de curva-masa, la compensación debe de hacerse tomando todo el entronque como unidad,

analizando las posibilidades de rellenar terraplenes en una rama con el material de corte de otra, o viceversa.

Cuando los entronques se localicen en zonas planas, el resultado del estudio de la curva-masa indicará la necesidad de préstamos de banco, indicándose la ubicación de éstos y las distancias de acarreo; los sobre-acarreos se indican en las siguientes unidades:

De 20 a 120m	m ³ -estación
De 20 a 520m	m ³ -hectómetro
De 20 a >520m	m ³ -kilómetro

Se deberá hacer el resumen de las cantidades de obra originadas por las terracerías, como son los metros cúbicos de material de despalme, de corte en escalón o de escarificación y el volumen de materia de desperdicio, ya sea por el sobrante o por ser inadecuado; el volumen de material acarreado de acuerdo con sus distancias; la clasificación del material, ya sea **A**, **B** o **C** de corte o de banco y los sobre-acarreos, todos en las unidades antes mencionadas, según se el caso.

Planta de derecho de vía

En esta planta se indican los límites del derecho de vía existente, y el que habría de adquirirse para el futuro camino y sus intersecciones; esta planta deberá ser lo suficientemente objetiva, distinguiendo los actuales límites del derecho de vía y los límites del derecho de vía por adquirir.

Planta de Señalamiento

Aquí se dibujan todas las señales que quedarán instaladas y que son inherentes al camino, comprendiendo el señalamiento tanto vertical como horizontal.

El señalamiento vertical comprenderá las señales informativas, restrictivas y preventivas, así como las señales turísticas y de servicios.

El señalamiento horizontal comprenderá todas las marcas en el pavimento necesarias para la buena operación y utilización de los carriles, así como las marcas en las estructuras y barreras de protección y división de cuerpos.

Todo el señalamiento deberá cumplir con los manuales correspondientes, con la Normativa SCT y con la norma oficial correspondiente.

Planta de señalamiento de protección de obra

Estos planos contendrán todo el señalamiento necesario para llevar a cabo la obra, considerando sus diferentes etapas de construcción. Así como la canalización y manejo del tránsito durante la construcción de la obra.

Este proyecto considerará todo el señalamiento indicado en el inciso anterior así como el señalamiento nocturno e iluminación en la zona de obras.

4.2. Recomendaciones para el proyecto

Recomendaciones generales

Para la selección del tipo de carretera con fines de proyecto, se observará lo siguiente:

Con el vhp y el horizonte de proyecto, se calculará el nivel de servicio, el cual no será mayor al nivel **C**; así también, el horizonte de proyecto se procurará que no sea mayor a 20 años; con lo anterior, se seleccionará uno de los tipos de carretera establecidos en la tabla 16.

Deberá tenerse en cuenta que a lo largo de la carretera en proyecto, podrán existir tramos con volúmenes de tránsito muy diferentes. En tales casos, se necesitará contar con los datos del tránsito para proyectar cada tramo de acuerdo con el tipo de carretera que corresponda.

Se procurará que los cambios de velocidad de proyecto entre los diferentes tipos de terreno en que se desarrolle la vía en estudio, no sean mayores al 10% con respecto al tramo anterior.

Siempre se llevarán a cabo evaluaciones técnicas y económicas que contemplen tanto los costos de construcción de la obra, como los correspondientes a la operación y conservación de la misma. Eventualmente se podrán considerar estrategias de construcción de tipo evolutivo, contemplando la posibilidad de pasar de un tipo de carretera a otro de rango superior.

Para la determinación de las características de la carretera, dentro de los tipos definidos en la tabla 16, se observará lo siguiente:

En lo que se refiere a la configuración del terreno, para la correcta interpretación se conviene clasificarlo como sigue:

Terreno tipo plano. Aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y generalmente de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula.

Terreno tipo lomerío. Aquel cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de cuarenta y cinco (45) por ciento.

Terreno tipo montañoso. Aquel que tiene pendientes transversales mayores de cuarenta y cinco (45) por ciento, caracterizado por accidentes topográficos notables.

La clasificación del terreno se definirá no solamente por la configuración topográfica general, sino por las características que el terreno imprime a la carretera, tanto por lo que se refiere a su geometría, como a la magnitud de sus movimientos de tierra; como puede ser el caso de una carretera localizada en un parte aguas de zona montañosa en donde el terreno pudiera clasificarse como plano o lomerío.

La velocidad de proyecto, se seleccionará de acuerdo con la severidad de las condiciones topográficas y a la función de la carretera; sin embargo, se llevarán a cabo los análisis económicos para determinar la velocidad de proyecto óptima.

Cuando en el proyecto, por razones topográficas, se pase de un tramo de alta velocidad a otro de baja, se procurará intercalar un tramo de transición con velocidades intermedias, para que el cambio sea gradual. Los decrementos en velocidad de proyecto no serán mayores al 10% entre tramos.

De la distancia de visibilidad

Como mínimo las carreteras deberán proyectarse con la distancia de visibilidad de parada, o de encuentro para carretera tipo **E** según el tipo de camino de que se trate. Sin embargo, para carreteras de dos carriles, se procurará proyectar tramos con distancia de visibilidad de rebase de tal manera que los costos de operación no se eleven considerablemente, para lo cual en tramos de cinco (5) kilómetros, se tengan los siguientes subtramos con distancia de visibilidad de rebase.

Para carreteras tipo **D**. Un subtramo de 600 m, o dos subtramos de 300 m.

Para carretera Tipo **C**. Un subtramo de 1500 m, o dos subtramos de 750 m, o tres subtramos de 500 m, o cuatro subtramos de 375 m.

Para carretera Tipo **B** y **A2**. Un subtramo de 3000 m. o dos subtramos de 1500 m, o tres subtramos de 1000 m, o cuatro subtramos de 750 m, o cinco subtramos de 600 m, o seis subtramos de 500 m.

De las características geométricas

Para el proyecto del alineamiento horizontal conviene observar lo siguiente:

Las tangentes muy largas pueden resultar peligrosas, sobre todo para carreteras con velocidades de proyecto altas. Esta situación podrá evitarse sustituyendo dichas tangentes por otras de menor longitud unidas entre sí por curvas cuyo grado esté entre 125 y 5°.

El grado de las curvas circulares se debe elegir de manera que se ajusten lo mejor posible a la configuración del terreno. En general, el grado de curvatura será el

menor posible para permitir la mayor fluidez del tránsito, atendiendo a los análisis técnico – económicos.

Se evitarán cambios bruscos en el alineamiento horizontal; así al pasar de una tangente larga a una curva, ésta debe ser de tal grado que se pueda circular a la velocidad de proyecto en tangente, o con un decremento máximo del 10% en dicha velocidad. Análogamente, si el proyecto comprende un tramo en terreno montañoso entre dos de terreno plano o lomerío, se procurará que el grado de las curvas vaya aumentando paulatinamente hacia las curvas de mayor grado usadas en el tramo montañoso o más desfavorable.

El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible, sin dejar de ser congruente con la topografía. Un alineamiento que se adapta al terreno podría resultar en costos de operación altos y mayores tiempos de recorrido, por lo que es preferible otro con tangentes largas que cumplan con lo antes mencionado, pero que proporcione velocidades uniformes y tiempos de recorrido menores.

Conviene evitar las curvas circulares compuestas y las curvas consecutivas en el mismo sentido. El efecto desfavorable que estas curvas ejercen sobre el conductor de un vehículo, se reduce cuando:

La longitud en metros de la tangente que separa el **PT** del **PC** de dos curvas circulares con transiciones mixtas, es mayor o igual a uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora.

La longitud en metros de la tangente que separa el **ET** del **TE** de dos curvas circulares con espirales de transición es mayor o igual a uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la semisuma de las longitudes de las espirales.

La longitud en metros de la tangente que separa el **PT** del **TE** o el **ET** del **PC** de dos curvas circulares, teniendo una de ellas espiral y la otra transición mixta, es mayor o igual a uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la longitud de la espiral.

Cuando la longitud de la tangente entre curvas consecutivas en el mismo sentido no cumpla con lo indicado en el párrafo anterior, se podrán sustituir por:
Una sola curva que se ajuste, en lo posible, al trazo original.

Otras curvas de mayor grado, pero menores al máximo, para lograr la condición de tangente libre de uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto expresada anteriormente.

Cuando en una curva horizontal con talud de corte en su lado interior no se satisfaga la distancia de visibilidad de parada, se puede recurrir a cualquiera de las soluciones siguientes:

Recortar el talud interior de la curva.

Disminuir el grado de la curva.

Cuando los ángulos centrales de las curvas sean pequeños, se evitarán longitudes de curva corta para quitar la apariencia de codo.

Se procurará que la longitud máxima de una curva horizontal con o sin espirales de transición no exceda la distancia recorrida por el vehículo en 20 s a la velocidad de proyecto.

Con relación al alineamiento vertical, se procurará observar lo siguiente:

Se proyectarán alineamientos con cambios de pendientes suaves, en vez de tangentes verticales con variaciones bruscas de pendiente. Los controles para el proyectista son la pendiente gobernadora, la pendiente máxima y su longitud crítica, que siempre que sea posible se escogerán menores a los máximos especificados.

Cuando para salvar desniveles apreciables se disponga de tangentes verticales con pendientes escalonadas, se procurará poner pendientes más fuertes al comenzar el ascenso.

Es preferible un perfil escalonado, en lugar de una pendiente sostenida. Para proyectar este tipo de alineamiento deben tomarse en cuenta los conceptos de pendiente gobernadora, pendiente máxima y longitud crítica de pendiente.

El alineamiento vertical deberá prever el espacio para alojar las obras de drenaje u otra estructura que se requiera.

Se debe evitar que la cima de un columpio quede alojada en corte o balcón, a menos que se justifique económicamente.

Los alineamientos verticales que tienen sucesivamente curvas pronunciadas en cresta y en columpio, suelen presentarse en alineamientos horizontales rectos en donde el alineamiento vertical sigue sensiblemente el perfil del terreno, resultando caminos antiestéticos y peligrosos en las maniobras de rebase. Estos perfiles pueden evitarse introduciendo cierta curvatura horizontal y/o suavizando las pendientes con algunos cortes y terraplenes. Esta recomendación es particularmente aplicable a caminos con altos volúmenes de tránsito.

Siempre que económicamente sea posible, se procurará que la longitud de las curvas verticales sea mayor que la mínima, aún para bajas velocidades de proyecto.

Deberá evitarse el proyecto de curvas verticales sucesivas con la misma concavidad o convexidad, con tangentes intermedias muy cortas; esta recomendación es particularmente aplicable a curvas en columpio.

Cuando el terreno lo permita y no se incremente sensiblemente el costo de construcción las curvas verticales deberán proyectarse para satisfacer las distancias de visibilidad de rebase.

Cuando el desnivel a vencer obliga a mantener una pendiente en tramos de gran longitud o en longitudes superiores a la crítica, puede proyectarse un carril de ascenso adicional, si el nivel de servicio deseado lo justifica.

Cuando esté previsto el proyecto de un entronque a nivel en tangentes con pendiente, que afecte sensiblemente la incorporación o desincorporación, se procurará disminuir la pendiente en la zona del entronque.

Con relación a la combinación del alineamiento horizontal con el vertical, se procurará observar lo siguiente:

En alineamientos verticales que originen terraplenes altos y largos, son deseables alineamientos horizontales rectos o de muy suave curvatura.

Los alineamientos horizontal y vertical deben estar balanceados. Las tangentes o las curvas horizontales suaves en combinación con pendientes fuertes y curvas verticales cortas; o bien una curvatura excesiva con pendientes suaves corresponden a diseños pobres. Un diseño apropiado es aquel que combina ambos alineamientos ofreciendo el máximo de seguridad, capacidad, facilidad y uniformidad en la operación, además de una apariencia agradable dentro de las restricciones impuestas por la topografía.

Cuando el alineamiento horizontal está constituido por curvas con grados menores al máximo, se recomienda proyectar curvas verticales con longitudes mayores a las mínimas especificadas; siempre que no se incremente considerablemente el costo de construcción de la carretera.

Conviene evitar la coincidencia de la cima de curva vertical en cresta con el inicio o terminación de una curva horizontal.

Debe evitarse proyectar la cima de una curva vertical en columpio en o cerca de una curva horizontal.

En general, cuando se combinen curvas verticales y horizontales, o una esté muy cerca de la otra, debe procurarse que la curva vertical esté fuera de la curva horizontal o totalmente incluida en ella, con las salvedades mencionadas.

Los alineamientos deben combinarse para lograr el mayor número de tramos con distancias de visibilidad de rebase, tal y como se indicó con anterioridad

En donde esté previsto el proyecto de un entronque, los alineamientos deben ser lo más suave posible.

Con relación a la sección transversal, se procurará observar lo siguiente:

Cuando se prevean defensas, bordillos, señales, etc., a los lados del camino; deberá ampliarse la corona, de manera que los anchos de los acotamientos correspondan a los especificados.

Los bordillos sólo deberán proyectarse en terraplenes con taludes erosionables.

El ancho del derecho de vía deberá determinarse por tramos o zonas de acuerdo con el tipo de carretera, para lo cual se establecerá en cada caso su función, su evolución, requerimientos de construcción, conservación, futuras ampliaciones, uso actual y futuro de la tierra, así como servicios requeridos por los usuarios. Esta determinación debe apoyarse en un análisis económico y en la disponibilidad de recursos.

4.3. Rampas de emergencia

Las rampas de emergencia se utilizan cuando en las carreteras existentes se presentan pendientes descendentes pronunciadas y de gran longitud; el diseño geométrico de estos elementos se basa en poder reducir paulatinamente la velocidad de los vehículos que, generalmente, se han quedado sin frenos o que por alguna otra causa se encuentra fuera de control; un conocimiento preciso de las condiciones geométricas de los tramos carreteros en donde se pretendan construir, así como el estudio detallado de ingeniería de tránsito, nos serán de gran utilidad para el diseño adecuado de estos elementos.

Antes de diseñar cualquier rampa de emergencia, es necesario tomar en cuenta las fuerzas de resistencia que actúan afectando la velocidad de los vehículos; éstas incluyen la fricción interna del motor, los frenos y las fuerzas tractivas. Las fuerzas de resistencia del motor y de los frenos no se tomarán en cuenta en el diseño de las rampas; la primera porque es despreciable en situaciones de emergencia, y la segunda debido a que generalmente ingresan a las rampas de emergencia vehículos sin frenos o que la caja de velocidades ha fallado.

En el proyecto de las rampas tomaremos cuatro elementos: inercia, aire, rodamiento y pendiente. Las fuerzas de inercia y por pendiente negativa actúan para mantener al vehículo en movimiento, mientras que las pendientes positivas y la resistencia al aire retardan el movimiento del vehículo; la figura siguiente ilustra la acción de las diversas fuerzas de resistencia que actúan sobre el vehículo.

La **resistencia al rodamiento** se describe como la fuerza que se opone al movimiento del vehículo, a menos que sobre de éste actúe otra fuerza externa, así pues, la resistencia al rodamiento es un término que se utiliza para describir la resistencia al movimiento dada por el área de contacto de las llantas del vehículo con la superficie del camino cuando el vehículo está en movimiento.

Esta resistencia depende del tipo y características del material de la superficie de rodamiento del camino, de tal manera que cada material tiene un coeficiente de rugosidad expresado en **kg/1000 kg** de peso bruto vehicular, el cual determina la cantidad de resistencia al rodamiento de un vehículo.

La **resistencia por pendiente** se debe al efecto de la gravedad y se expresa como la fuerza requerida para mover un vehículo a través de una distancia vertical determinada. Para que la resistencia por pendiente actúe positivamente en una rampa de escape, el vehículo deberá moverse en sentido ascendente, en contra de la gravedad. En la resistencia por pendiente influye el peso total del vehículo y la magnitud de la pendiente. Por cada 1% de pendiente, la resistencia es de **4.53 kg/453.6 kg**, bien sea que la pendiente sea positiva o negativa.

- Fa = Resistencia al aire
- Fi = Resistencia inercia
- Fp = Resistencia a la pendiente
- Fr = Resistencia al rodamiento
- W = Peso bruto del vehiculo
- H = Altura
- α = Ángulo de inclinación

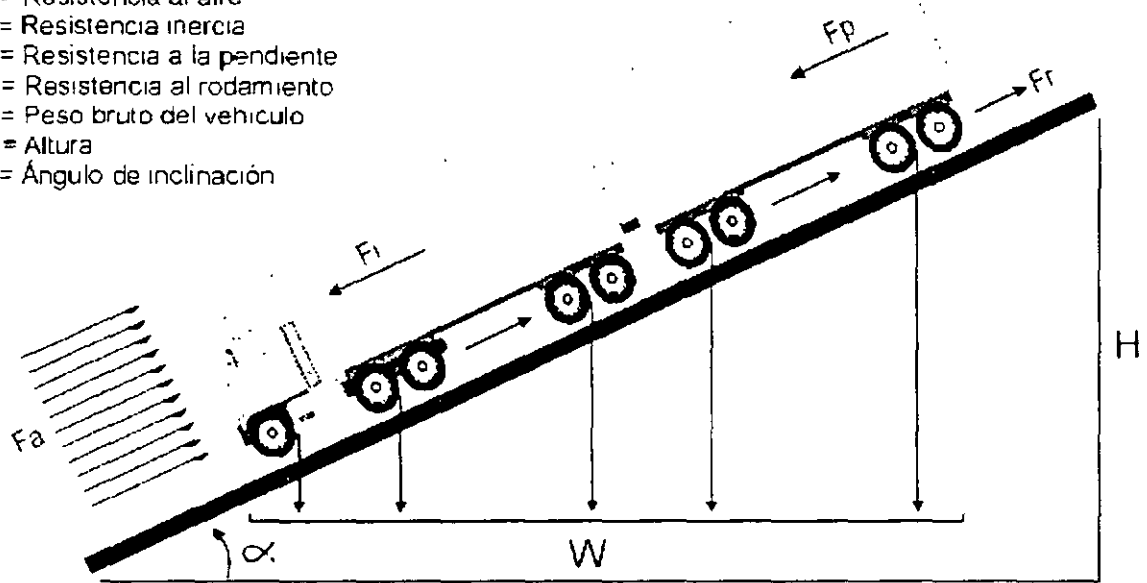


Fig. 21 Fuerzas que actúan sobre un vehiculo

El componente restante de la resistencia a la tracción es la **resistencia al aire**, la cual es muy significativa a velocidades mayores a 80 km/h y despreciable o imperceptible a menos de 32 km/h.

La tabla 25 muestra valores estimados a partir de datos de campo de diversas rampas construidas en las carreteras de los Estados Unidos de Norteamérica.

Tabla 25. Valores estimados en pendiente equivalente

Material de la superficie de rodamiento	Resistencia al rodamiento en kg/t	Pendiente equivalente, en porcentaje *
Concreto de cemento Pórtland	4.435	1.0
Concreto asfáltico	5.443	1.2
Grava compactada	6.804	1.5
Terracería con arena suelta	16.783	3.7
Grava triturada	22.680	5.0
Grava suelta	45.360	10.0
Arena	68.040	15.0
Grava graduada (3.81 cm)	113.40	25.0

* Resistencia al rodamiento expresada como una pendiente positiva equivalente.

Para el diseño de la cama de arrastre de una rampa de emergencia se desprecian las fuerzas internas del motor y la resistencia al aire, dando un pequeño factor de seguridad en el cálculo respectivo.

Tipos de rampas

Existen cuatro tipos diferentes de rampas de emergencia y que son las que se ocupan con más frecuencia:

- a) Con montículo al final de la cama de arrastre
- b) Con la cama de arrastre en pendiente descendente
- c) Con la cama de arrastre horizontal
- d) Con la cama de arrastre con pendiente vertical

La principal medida de efectividad de las rampas de emergencia es la **cama de arrastre**, misma que aloja al material suelto que provocará la fricción entre llantas y el vehículo.

Las rampas con montículo de arena suelta y seca tienen usualmente una longitud no mayor de **122 m**. La influencia de la gravedad depende de la pendiente que tenga el montículo de arena. La resistencia al rodamiento se suple, en este caso, por la arena suelta.

La rampa horizontal y la descendente son más bien largas, debido a que el efecto gravitacional no ayuda a reducir la velocidad del vehículo. Para la rampa de pendiente horizontal, la fuerza de gravedad es cero; para las rampas descendentes la fuerza gravitatoria actúa en la dirección en que se mueve el vehículo. El incremento de resistencia al rodamiento se substituye por el agregado suelto de la cama de arrastre.

En rampas ascendentes, se utilizan ambas, la cama de arrastre y el efecto de gravedad, reduciendo la longitud necesaria para detener el vehículo. El material suelto de la cama de arrastre incrementa la resistencia al rodamiento, como en los otros tipos de rampas; mientras que la fuerza de gravedad actúa hacia abajo, oponiéndose al movimiento del vehículo. El material suelto de la cama también sirve para sostener el vehículo en el lugar en la pendiente de la rampa después de haber llegado a una parada segura.

Cada uno de los tipos de rampa es aplicable para una situación en particular, en donde la rampa de emergencia deberá ser compatible con la geometría del camino y con las restricciones topográficas del posible sitio.

Consideraciones de proyecto

- Las rampas de emergencia se diseñaran para velocidades mínimas de **130 km/h** y de preferencia para **145 km/h**
- La rampa de emergencia deberá ser capaz de detener al vehículo con las máximas dimensiones y pesos permitidos en el reglamento de pesos y dimensiones, que para este caso sería el **T3S2R4** de **31.5 m** de longitud y **81.5 t** de **PBV**
- El ancho de la rampa deberá ser como mínimo de **8.00m**
- Deberá contar con una calle lateral de servicio para el rescate de los vehículos de **3.0 m** de ancho
- Deberá contar con ganchos de anclaje para el rescate de los vehiculos accidentados, y para fijación de los vehiculos de rescate
- La localización deberá ser en tangente
- El ángulo máximo de esviaje entre la rampa y el camino deberá ser de **8°** .

Las combinaciones respecto a las resistencias externas y numerosas fuerzas de resistencia internas no se discuten en este documento como actuantes para limitar la velocidad máxima de un vehículo fuera de control. Las velocidades de **129 a 145 km/h** son raras, sin embargo, las rampas de emergencia se podrán proyectar para velocidades mínimas de entrada de **129 km/h** y de preferencia para **145 km/h**. Para que la rampa sea efectiva, debe ser capaz de detener al vehiculo más grande que se estime puede llegar a utilizar la rampa. Generalmente se tratará de un **T3S2R4**.

La selección del lugar de la rampa en autopistas existentes está comúnmente basada en la experiencia de accidentes. El análisis de los datos de accidentes de un posible sitio deberá incluir una evaluación de la sección de la autopista inmediatamente ascendente. Una parte integral de la evaluación será la determinación de la máxima velocidad que podrá alcanzar un vehículo fuera de control en las inmediaciones del sitio propuesto. Las velocidades más altas obtenidas podrán utilizarse para el diseño mínimo de la velocidad de entrada a la rampa de emergencia.

Por lo anterior, el proyecto de una rampa de emergencia implicará la consideración de los siguientes factores:

1. Para detener con seguridad un vehículo fuera de control, la longitud de la rampa de emergencia tiene que ser lo suficientemente larga para disipar la energía cinética del vehículo en movimiento, sin causar daño a los pasajeros.
2. El ancho de la rampa deberá acomodar, como mínimo, a dos vehiculos que en un tiempo corto pudieran utilizar la misma, aunque esta situación es poco probable. El ancho deseable está entre **9 y 12 m**, los cuales se considera que pueden alojar a más de dos vehiculos fuera de control.

3. El material de la cama de arrastre deberá estar limpio, difícil de compactar y tendrá un coeficiente alto de resistencia al rodamiento. El agregado pétreo a utilizar deberá ser redondo, predominantemente de un sólo tamaño, y tan libre de finos como sea posible.

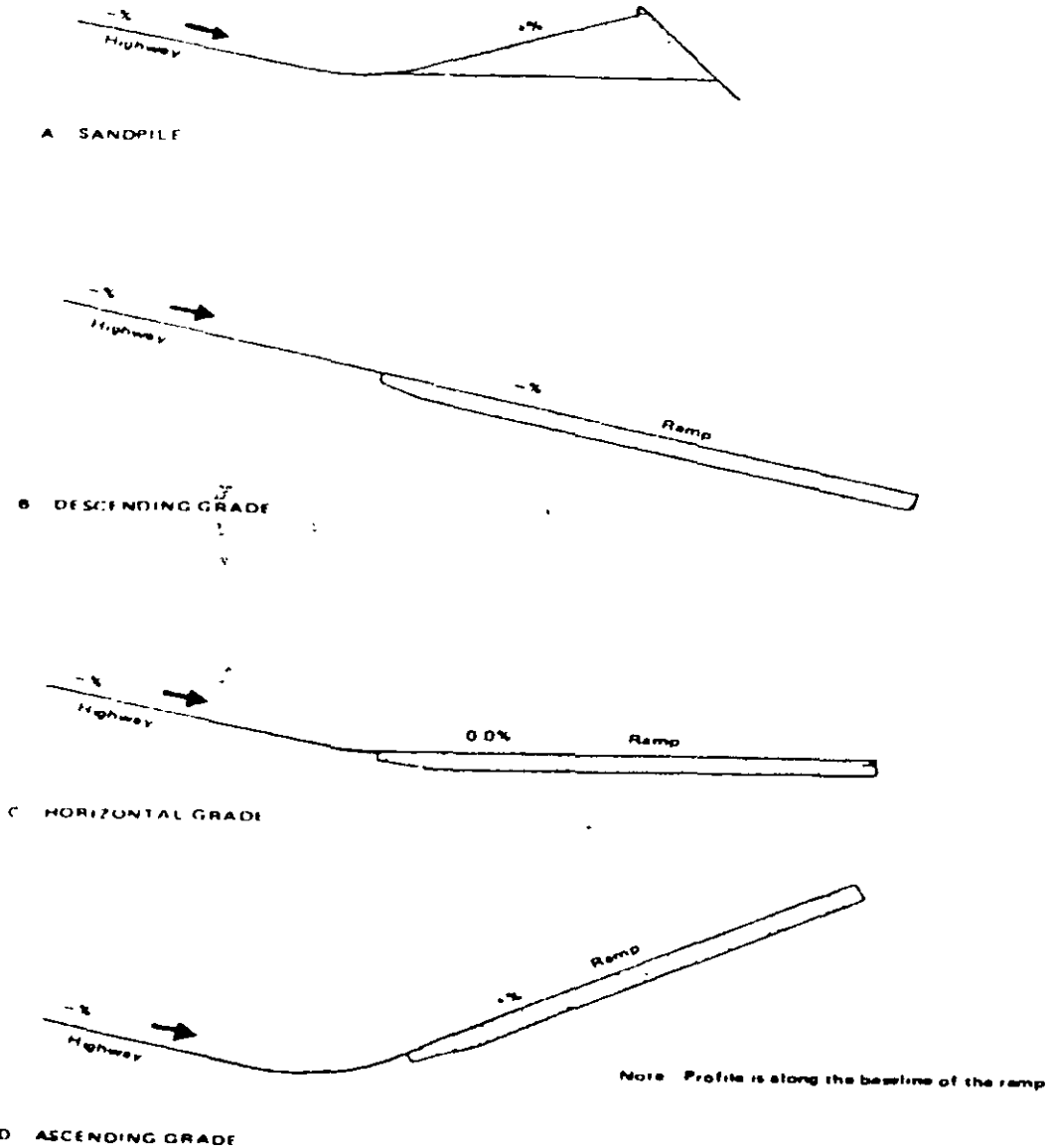


Fig. 22 Tipos básicos de rampas de emergencia

El uso de agregados predominantemente de un sólo tamaño minimizará los problemas debidos a la retención de polvos y congelación, de tal manera que disminuirá los requerimientos de mantenimiento, mismos que tienen

que llevarse a cabo por escarificación cuando el material se ha compactado.

Tal material maximizará el porcentaje de vacíos toda vez que proporciona un drenaje óptimo y minimiza tanto el trabado entre el propio material como su compactación; además, un medio efectivo de drenaje en la cama de arrastre ayudará a protegerla de la congelación. La grava graduada es representativa del material empleado con más frecuencia, aunque la grava y arena sueltas también se utilizan. Un tamaño máximo graduado de **3.81 centímetros** se ha utilizado con éxito en algunos estados de EUA.

4. La cama se construirá con una profundidad mínima del agregado de **31** y máxima de **92** cm. A medida que el vehículo ingresa en la cama de arrastre, las llantas se desplazan en la superficie; esto incrementa la resistencia al rodamiento y reduce la posibilidad de que el vehículo se regrese en su trayectoria. Para ayudar a que la deceleración sea lo más suave posible, el fondo de la cama deberá empezar con 8 cm de profundidad en el punto de entrada, hasta la profundidad total del agregado, en una longitud de **31** m.
5. La entrada de la rampa deberá estar diseñada de tal manera que un vehículo fuera de control a alta velocidad, pueda entrar con seguridad. El pavimento de la carretera principal se extenderá hasta el punto específico en donde empieza la rampa, de tal manera que el vehículo pueda entrar a la cama de retención con las dos ruedas delanteras simultáneamente, con ello el operador tendrá tiempo de prepararse antes de que la deceleración comience.
6. El acceso a la rampa de emergencia deberá ser obvio para el conductor, tanto geoméricamente como por el señalamiento instalado, el cual se colocará con la suficiente anticipación para proporcionar al conductor un tiempo de reacción que impida que la entrada de la rampa pase inadvertida. Igualmente se utilizará señalamiento restrictivo a la entrada de la rampa para desalentar el acceso de otros vehículos, es aconsejable la iluminación del entronque y de la rampa de emergencia.

Es conveniente proporcionar una calle de servicio adyacente a la cama de arrastre por necesidades del accidente, y para que los vehículos de mantenimiento puedan maniobrar con facilidad. El ancho de este carril deberá ser de cuando menos **3 m**.

Deberán localizarse anclas adyacentes a la cama de retención, espaciadas a cada **90 m**, con el fin de asegurar las grúas encargadas de retirar a los vehículos averiados.

La rampa de escape deberá salir del lado derecho del eje del camino principal. En carreteras de carriles múltiples donde existe una salida a la izquierda parece ser la única ubicación posible, las dificultades que se pueden esperar es la del rechazo

del vehículo que va por la izquierda cuando los vehículos fuera de control intenten cambiar de carril.

El alineamiento de la rampa de escape se ubicará en tangente o donde existan curvas suaves, para evitar problemas de control indebidos del vehículo a los conductores. Las rampas de escape generalmente pueden construirse en cualquier ubicación posible del camino, siempre y cuando éste se encuentre en tangente. Deberá construirse antes de una curva que no pueda ser transitada por un vehículo fuera de control y antes de áreas pobladas.

Cada pendiente tiene sus propias características, de tal manera que el alineamiento de la carretera, su pendiente, longitud y velocidad de descenso contribuyen potencialmente a que los vehículos puedan estar fuera de control.

Deberá proporcionarse una rampa de emergencia tan pronto como se establezca su necesidad. Las rampas de escape innecesarias deberán ser evitadas, por ejemplo, si una rampa de escape está ubicada antes de una curva horizontal aguda, no se necesitará una segunda rampa un poco más allá de la curva que creó la necesidad de la rampa inicial. No será necesaria otra rampa posterior a la rampa inicial excepto como una válvula de seguridad en casos donde ha habido numerosos e inusuales accidentes de vehículos fuera de control. Las áreas de los desviadores o salidas en la cima pueden ser utilizadas para inspección de equipo a fin de ayudar a reducir el número de incidentes de vehículos fuera de control en la pendiente.

Las velocidades de entrada de **129 a 145 km/h** se recomiendan para el diseño, y no son representativas de las condiciones extremas de cada lugar en particular, por tanto, no deberán utilizarse como base para seleccionar las ubicaciones de las rampas de escape.

Aunque las variables involucradas hacen imposible establecer una velocidad máxima de un camión fuera de control, para el diseño de entrada a las rampas de escape, es evidente que se presentarán velocidades por debajo del rango utilizado para el diseño. Más bien la determinación de las variables de diseño para una rampa de emergencia deberá considerar la seguridad del otro tránsito en la carretera, la seguridad del operador del vehículo fuera de control y la seguridad de los residentes a lo largo de y en la parte inferior de la pendiente, por lo que cualquier pendiente que tenga un grado de inclinación y de longitud considerable, pueden ser lugares potencialmente peligrosos.

La rampa de escape más comúnmente utilizada es la tipo ascendente; las instalaciones de este tipo tienen ventajas, ya que la gravedad ayuda a contrarrestar los efectos del agregado de la cama de arrastre.

Cuando un vehículo transita en una pendiente ascendente, pierde momentum y se detendrá debido al efecto de la gravedad. Para determinar la distancia necesaria

para detener un vehículo, tomando en consideración la resistencia al rodamiento y la resistencia por pendiente, puede utilizarse la siguiente ecuación:

$$L = \frac{1.075 * (\frac{W}{32.2} + K_n) * (v_i^2 - v_f^2)}{W * (r \pm p) - TE}$$

En donde la equivalente de la constante de masa para el engranaje a la cual el vehículo está operando, K_n , la velocidad, v_f^2 , y la fuerza tractiva, TE , son cero debido a que el vehículo es libre al rodamiento y la rampa de escape brindará la condición de parada al vehículo; la ecuación se simplifica a:

$$L = \frac{V^2}{254 * (r \pm p)}$$

En donde :

L = distancia necesaria para detener al vehículo fuera de control
(longitud efectiva de la cama de arrastre, en m)

v = velocidad de proyecto, en km/h

p = pendiente, en m/m

r = resistencia al rodamiento, expresada como porcentaje equivalente de la pendiente, en m/m

Por ejemplo, supondremos que las condiciones topográficas en el sitio seleccionado para construir la rampa de emergencia tienen una pendiente ascendente del 10 % ($P = + 0.10$) y que la cama de arrastre podrá contener grava graduada, suelta, con diámetro entre 2.54 y 3.81 centímetros y que la velocidad de entrada a la misma es de **145 km/h**. La longitud necesaria la calcularemos con la siguiente formula:

$$L = \frac{V^2}{254 * (r \pm p)}$$

Obteniendo una longitud de la cama de arrastre es de **412 m**.

Cuando las condiciones del lugar determinan el diseño de la cama de arrastre con más de una pendiente a lo largo de ella, como el mostrado en la **Fig. 23**, la velocidad de entrada, longitud de la pendiente y resistencia del material de la cama de arrastre se calculan utilizando la siguiente ecuación:

$$v_i^2 = v_f^2 - 254 * L * (r \pm p)$$

La velocidad del vehículo se determina en cada cambio de pendiente en la rampa hasta que una longitud suficiente proporcione un alto al vehículo fuera de control.

La Fig. 24 muestra un plano y perfil de una rampa de escape de emergencia con señalamientos tipo.

Después de cada uso, el agregado de la cama de arrastre deberá ser reconformado, y el agregado aflojado tanto como sea necesario. Además, el agregado de la cama de arrastre deberá ser limpiado de contaminación y removido periódicamente para recuperar las características del material original y mantener libre el drenaje. El mantenimiento de los accesorios se realiza según se requiera.

Cuando la única localización posible para una rampa de escape no proporcione la longitud y pendiente suficientes para detener completamente un vehículo fuera de control, ésta deberá complementarse con un dispositivo atenuador aceptable, este dispositivo estará acojinado e instalado para prevenir que el vehículo fuera de control salga al final de la rampa.

Cuando una rampa se acondiciona con la capacidad de desaceleración completa para la velocidad de diseño, un dispositivo de "última oportunidad" deberá ser considerado cuando las consecuencias de abandono al final de la rampa son serias. Un montículo del material de la cama de arrastre se ha utilizado al final de la rampa en muchos lugares como un dispositivo de "última oportunidad"; estos montículos varían entre 0.61 y 1.5 m de alto con un talud de 1.5:1.

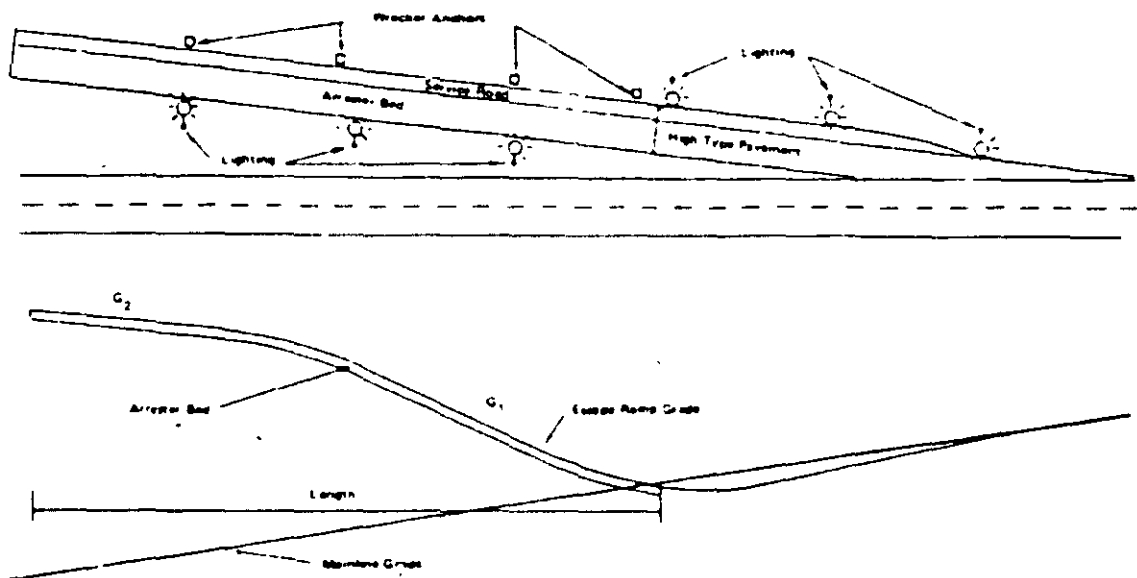


Fig. 24 Rampa típica de emergencia

4.4 Proyecto de Intersecciones

Una intersección es el área común donde dos o más vías terrestres se cruzan o se unen, y se dividen en dos grandes grupos, los entronques y los pasos.

Un entronque es donde dos o más caminos se unen o cruzan, permitiendo la mezcla de las corrientes del tránsito.

Paso es la zona donde dos vías terrestres se cruzan sin que puedan unirse sus corrientes de tránsito.

Tanto los entronques como los pasos pueden ser a nivel o a desnivel; así también, el buen diseño de las intersecciones depende la eficiencia, seguridad, velocidad, costo de operación y capacidad de la carretera. Su configuración puede variar significativamente, de acuerdo con la magnitud y composición del tránsito de los caminos que se unen o cruzan.

El tipo de intersección depende principalmente del tránsito que la utilizará; así también, la topografía, el número de ramas, el carácter de las carreteras que se intersectarán, la velocidad de proyecto y la intensidad del tránsito modifican y conforman su diseño último.

Este capítulo trata sobre los elementos y especificaciones del proyecto geométrico, tales como la distancia de visibilidad, distancias de aceleración y deceleración, tasas de aceleración, etc.

Tipos de intersecciones

Las intersecciones tienen como mínimo tres ramas, y de su forma depende su nombre; de tal manera que se tienen intersecciones tipo trompeta, tipo trébol, tipo diamante, tipo turbina, etc., y cada una ejerce una función diferente.

Maniobras de los vehículos en las intersecciones

En el área de la intersección, un conductor puede cambiar de la ruta sobre la cual ha venido manejando, a otra de diferente trayectoria o cruzar la corriente de tránsito que se interpone entre él y su destino.

Cuando un conductor se cambia de la ruta sobre la que ha venido manejando, encontrará necesario salir de la corriente de tránsito para entrar a una de diferente trayectoria, o tendrá que cruzar otras trayectorias como se ilustra en la Figura 25

En cualquier caso que existan divergencia, convergencia, o cruces, existe un conflicto entre los usuarios que intervienen en las maniobras. Esto puede incluir a los usuarios cuyas trayectorias se unen, cruzan o separan, o puede abarcar a los vehículos que se aproximan al área de conflicto.

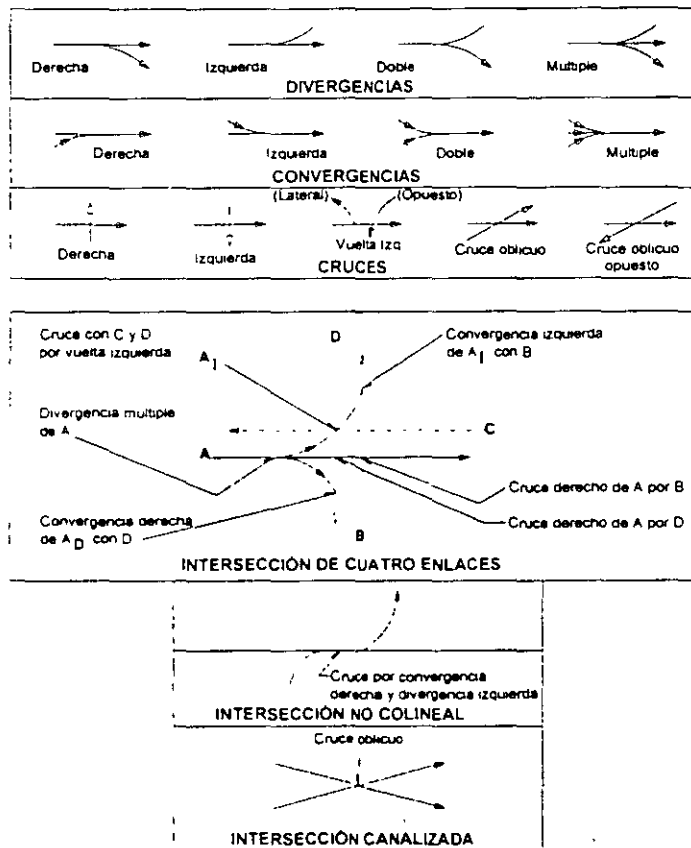


FIGURA 25 MANIOBRAS DE LOS VEHICULOS EN LAS INTERSECCIONES

El área de conflicto abarca la zona de influencia en la cual los usuarios que se aproximan pueden causar trastornos a los demás conductores, debido a las maniobras realizadas en la intersección.

Maniobra de divergencia

La divergencia es, tal vez, la más simple y fácil de las maniobras que ocurren en una intersección. En la Figura 26 se muestra una gráfica que representa la influencia de esta maniobra. En ella se aprecia que el área de conflicto comienza en el punto donde la velocidad del vehículo 2 que diverge, se reduce, influyendo en la del vehículo 3, hasta que el vehículo 2 sale de su trayectoria original. Simultáneamente, con la divergencia, pueden ocurrir conflictos adicionales que no son inherentes a la maniobra.

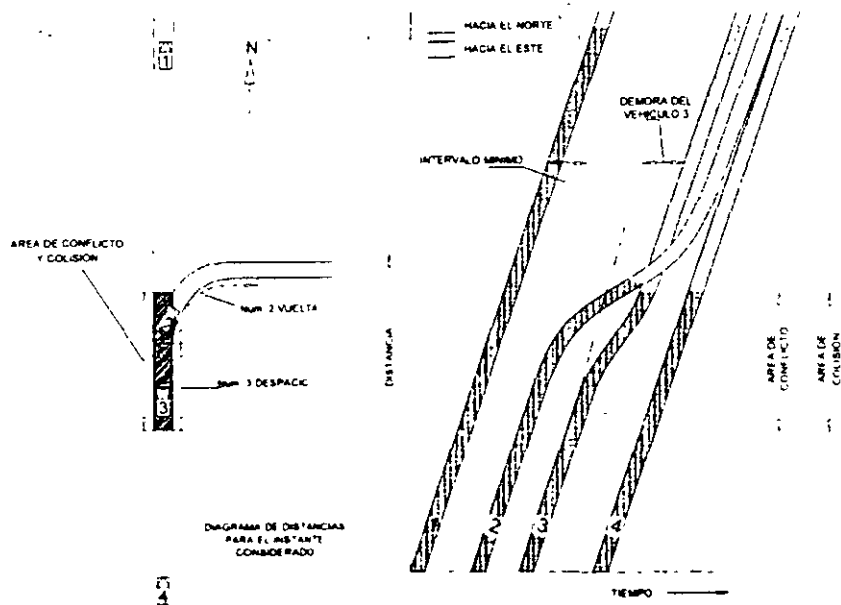


FIGURA 26 RELACION DE TIEMPO - DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE DIVERGENCIA

El diagrama de la relación tiempo-distancia, muestra que el vehículo 1 ha pasado a través de la intersección sin conflicto o retraso. El vehículo 2, que efectúa la maniobra de divergencia, reduce su velocidad en un punto alejado cierta distancia de la intersección para poder efectuar una vuelta cómoda, marcando con ella el inicio del área de conflicto. Esta área de conflicto se continúa hasta el punto donde el vehículo 2 abandona el carril original de viaje. El vehículo 3, mostrado dentro de esta área de conflicto, sufre una demora debido a la existencia de un conflicto entre él y el vehículo 2. El vehículo 4, de la misma manera que el vehículo 1, pasa a través de la intersección, sin ningún conflicto, pero sufre la reducción de intervalo entre él y el vehículo 3 y continúa con un intervalo que se puede considerar como mínimo para la corriente de tránsito en su viaje a través del área de conflicto. El vehículo 3, por el contrario, ve aumentado el intervalo que lo separa del vehículo 1, después de que la divergencia se ha efectuado.

Maniobra de convergencia

A diferencia de la maniobra de divergencia, la de convergencia no puede realizarse a voluntad, sino que debe ser diferida hasta que exista un espacio adecuado entre dos vehículos que circulen por el carril al cual se va a incorporar. En la Figura 27 se muestra la influencia de esta maniobra sobre los demás vehículos. En este caso, el área de conflicto se inicia antes que el área potencial de colisión y se extiende a un punto donde el vehículo que converge ha alcanzado, aproximadamente, la velocidad del vehículo 3. El área de colisión se extiende desde el punto de entrada del vehículo convergente, hasta alcanzar el límite del área de conflicto.

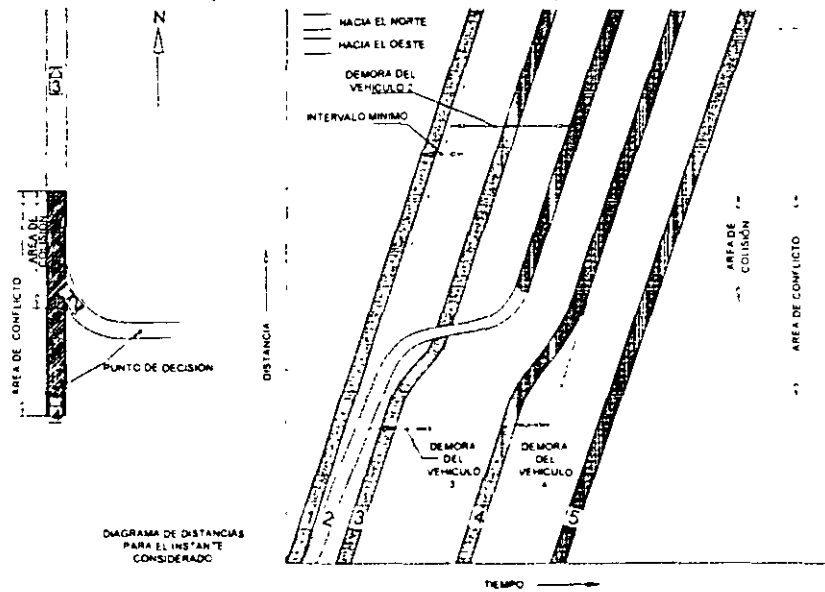


FIGURA 27 RELACIÓN DE TIEMPO - DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE CONVERGENCIA

La posición relativa de los vehículos involucrados se muestra en el instante considerado. El vehículo 1 ha pasado a través de la intersección y salido del área de conflicto, sin alterar el curso de su viaje. El vehículo 2, el cual realiza la maniobra de convergencia, ha invadido parcialmente el área de colisión, sufriendo un retraso debido a la proximidad del vehículo 3. El vehículo 3 reduce su velocidad mientras está dentro del área de conflicto, hasta que su conductor decide que debe pasar la intersección antes que el vehículo 2. El conductor del vehículo 2, después de permitir el paso del vehículo 3, se adapta a la distancia que existe entre el vehículo 3 y el 4, para realizar su maniobra. Al hacer esto, sin embargo, el vehículo 5, de la misma manera que el vehículo 1, pasó a través de la intersección sin ninguna demora.

Maniobra de cruce

La Figura 28 muestra gráficamente la relación tiempo-distancia en una maniobra de cruce. En este caso, el área de conflicto comienza en un punto colocado a una distancia del área de la intersección y se extiende a través del área de colisión.

La posición relativa de los vehículos involucrados, se muestra para el instante considerado. El vehículo 1 ha pasado a través de la intersección, sin ningún problema. El vehículo 2 que realiza el cruce en la dirección Este-Oeste ha entrado en el área de conflicto. El vehículo 3 sigue al vehículo 1 con una separación entre ellos cercana a la mínima aceptable, demasiado corta para ser utilizada por el vehículo 2 que realiza la maniobra de cruce.

Sin embargo, el conductor del vehículo 3 reduce un poco su velocidad al entrar al área de conflicto. Esta deceleración continúa hasta el punto de decisión en donde el conductor del vehículo 3 decide que el vehículo 2 le cederá el derecho de paso

y por lo tanto, vuelve a tomar su velocidad normal. Debido a las circunstancias, el conductor del vehículo 2 tuvo necesidad de detenerse. Cuando el vehículo 3 sale del área de colisión, el vehículo 4, alcanzando nuevamente una velocidad normal en la dirección Este-Oeste. El conductor del vehículo 4 reduce un poco la velocidad en el área de conflicto hasta el punto de decisión en el cual cedió el derecho de paso. El vehículo 5 pasó a través de la intersección sin ningún retraso.

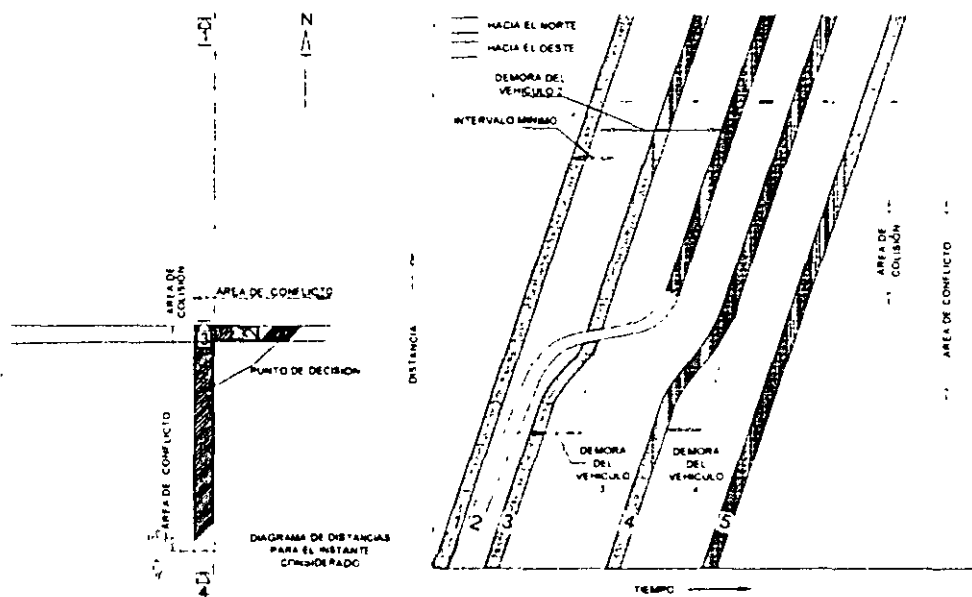


FIGURA 28 RELACIÓN DE TIEMPO - DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE CRUCES

Número y tipos de conflictos

El número de conflictos que pueden desarrollarse en una intersección por tipo de maniobra, son los que se indican en la tabla 26. En ella se aprecia que en una intersección con cuatro ramas de doble circulación existen 32 puntos de conflictos, 16 de los cuales son de los del tipo más peligroso o sea de cruce. Cuando se tiene una T o una Y ocurren únicamente 9 conflictos de los cuales sólo 3 incluyen maniobra de cruce.

Frecuencia de conflictos

La frecuencia de los puntos de conflicto depende del volumen de tránsito que se encuentra en cada trayectoria de flujo, así por ejemplo, en la intersección de cuatro ramas que se muestran en la Figura 29, se supone que por cada acceso a la intersección entran 200 vhp, de los cuales el 10% voltea a la derecha y el 10% a la izquierda y se desea saber cuántos puntos de conflicto se tendrá al cabo de una hora. Los cálculos que conducen a obtener el resultado son los siguientes:

Volumen que voltea a la derecha 10% x 200 vhp x 4 accesos	= 80 vhp
Volumen que voltea a la derecha 10% x 200 vhp x 4 accesos	= 80 vhp
Tránsito de frente 80% x 200 vhp x 4 accesos	= <u>640 vhp</u>
Total:	800 vhp

De la tabla 26 se tiene la siguiente:

8 conflictos de divergencia para los 8 movimientos de vuelta; 1 Conflicto/vuelta: (80+80) vueltas x 1	= 160 vhp
8 conflictos de convergencia para los 8 movimientos de vuelta; 1 Conflicto/vuelta: (80+80) vueltas x 1	= 160 vhp
12 conflictos de cruce para los 4 movimientos de vuelta izquierda; 3 Conflictos/vuelta: 80 vueltas x 3	= 240 vhp
4 conflictos de cruce correspondientes a los 4 movimientos de frente; 1 Conflicto/cruce: 640 cruces x 1	= 160 vhp
Total de conflictos/hora = 1	200

La cifra anterior, da el número de motivos de accidentes que existe en una intersección para el volumen supuesto y revela la necesidad de estudiar su funcionamiento a fin de reducir el número de conflictos posibles.

Tabla 26 Relación del número de conflictos entre los movimientos de la intersección al número de ramas de doble circulación que la forman por tipo de maniobras.

número de rama de doble circulación	Número de conflictos en los movimientos de la intersección por tipos de maniobras.			
	cruce	convergencia	divergencia	t o t a l
3	3	3	3	9
4	16	8	8	32
5	49	15	15	79
6	124	24	24	172

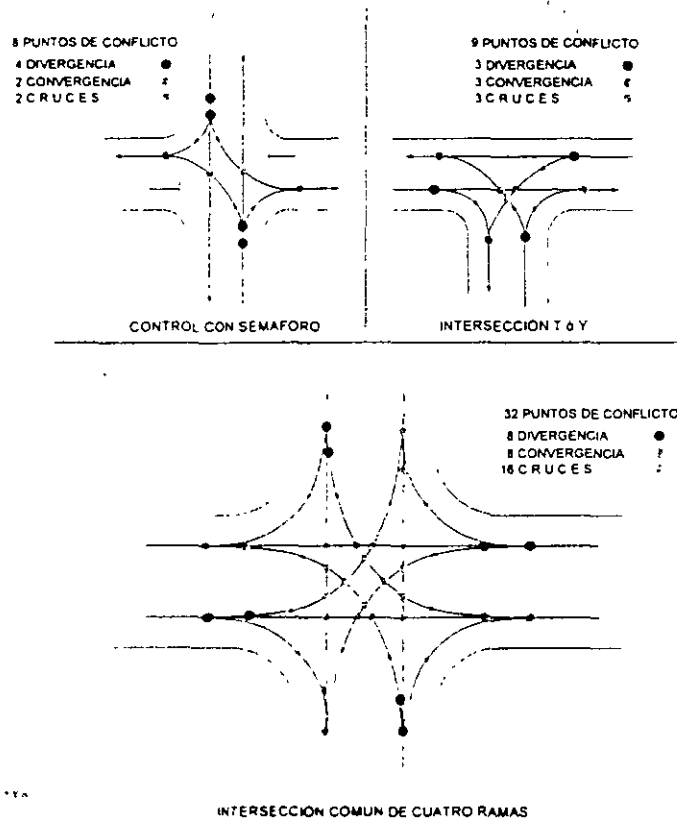


FIGURA 29 PUNTOS DE CONFLICTO EN INTERSECCIONES

Un alto porcentaje de los accidentes de tránsito ocurren en las intersecciones. En orden decreciente de peligrosidad se tienen los siguientes tipos de intersecciones: A) Intersecciones a nivel simple; B) Intersecciones a nivel con carriles adicionales para cambios de velocidad; C) Intersecciones canalizadas; D) Glorietas; y E) Intersecciones a desnivel. Aunque no existen límites numéricos para distinguir un tipo de otro, en orden presentado supone que cada una de las intersecciones está trabajando con los volúmenes de tránsito considerados en su proyecto.

Áreas de maniobra

Es la zona de una intersección en la que el conductor de un vehículo realiza las operaciones necesarias para ejecutar las maniobras requeridas. Incluyendo el área potencial de colisión y la parte de los accesos de la intersección desde la cual se ve afectada la operación de los vehículos.

El proyecto de una intersección se inicia desde el estudio de las áreas de maniobra. Estas se dividen en simples, múltiples y compuestas. Las simples se presentan cuando dos vías de un solo carril y un solo sentido de circulación cruzan, convergen, o divergen. Las múltiples, cuando más de dos vías de un solo carril y un solo sentido de circulación cruzan, convergen o divergen y compuestas, cuando las maniobras se efectúan en más de un solo carril de circulación. La

Figura 30 muestra ejemplos de áreas de maniobra, simples, múltiples y compuestas.

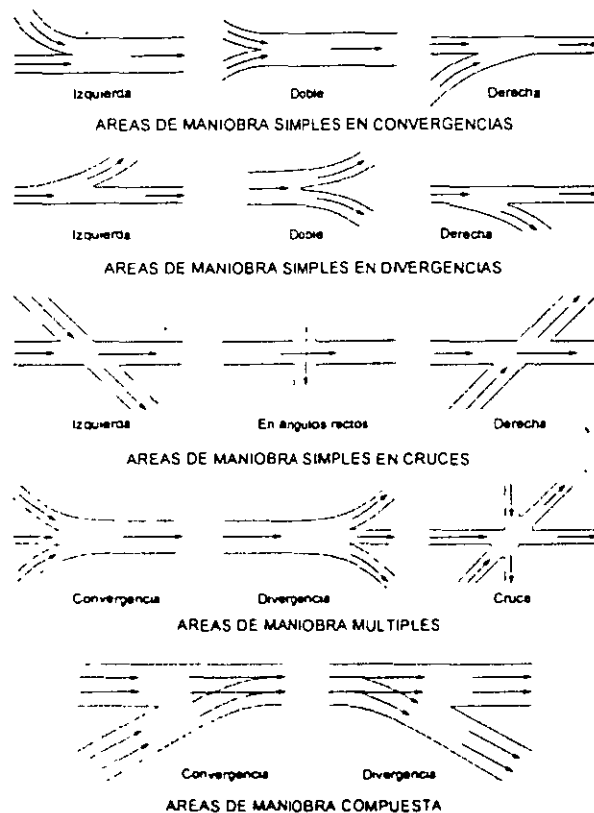


FIGURA 30 EJEMPLOS DE ÁREAS DE MANIOBRA SIMPLES, MÚLTIPLES Y COMPUESTA

Las áreas de maniobra múltiples deben evitarse hasta donde sea posible, pues los conductores que circulan por las diferentes vías se confunden al llegar al área potencial de colisión común y ocasionan problemas de capacidad y de seguridad. La excepción a esta regla puede ocurrir cuando se tienen divergencias múltiples debido a la relativa sencillez de este tipo de maniobra.

La misma función de un área de maniobra múltiple puede obtenerse a través de dos o más áreas simples separadas, de tal manera que no influya la operación de una en la de otra, lográndose así una operación más segura y con menos demoras cuando se tienen velocidades relativas bajas.

Dentro de las áreas de maniobra, la velocidad relativa es función inversa de la calidad de operación, razón por la cual, cuando se logra una velocidad relativa baja, se tiene una circulación continua, en cambio para la velocidad relativa alta, la circulación es discontinua.

La velocidad relativa se expresa como un vector, tal como se indica en la Figura 31 y su valor se calcula con la fórmula siguiente:

$$V_R = \sqrt{V_A^2 + V_B^2 - 2V_A V_B \cos \alpha}$$

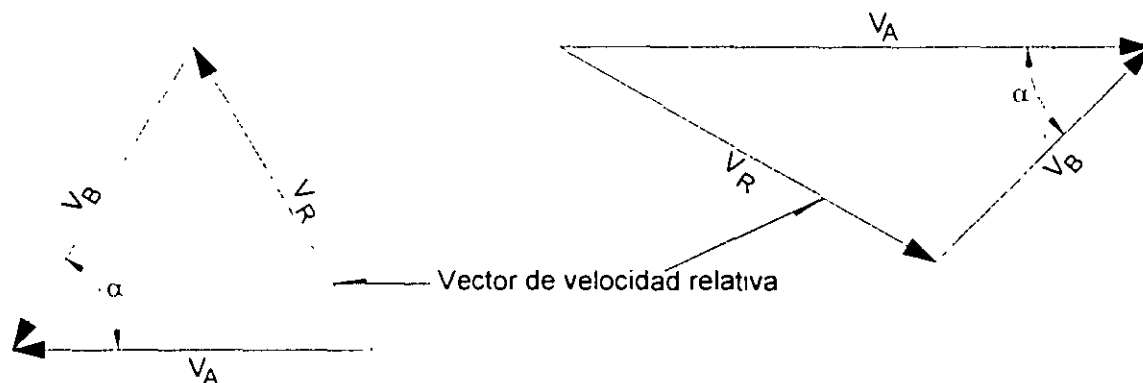
en donde :

V_R = Velocidad relativa

V_A = Velocidad de operación del vehículo que circula por la vía A

V_B = Velocidad de operación del vehículo que circula por la vía B

α = Ángulo de la intersección formada por las vías A y B



La relación de:

V_A/V_B Es 1:1

la relación de:

V_A/V_B es 2:1

Fig. 31 Ilustración del vector de velocidad relativa

Áreas de maniobras simples

De las maniobras simples, la más segura y sencilla de realizar es la de divergencia, la cual se inicia desde un punto común dentro de la corriente de tránsito. El área de maniobra correspondiente deberá proyectarse para una velocidad relativa baja a fin de evitar una reducción en la velocidad, cuyo efecto se refleje hacia atrás hasta alcanzar el área de colisión. Cuando no puede darse el alineamiento requerido sobre alguno de los caminos que divergen, se usan carriles de deceleración para obtener los elementos de proyecto necesarios. En la Figura 32 se muestran algunos ejemplos de este tipo de maniobras, considerando una velocidad relativa baja.

La maniobra de convergencia a velocidades relativas bajas, se tendrá cuando la sección transversal y el alineamiento de los enlaces de acceso, no aumenten la diferencia de velocidad entre los flujos convergentes. Esta maniobra es un poco más complicada que la anterior, ya que incluye un nuevo factor que afecta la velocidad, llamado tiempo de maniobra, dentro del cual se considera el tiempo necesario para que los conductores de un flujo seleccionen una separación entre los vehículos de flujo en que van a converger y disponer de ese espacio para incorporarse, sin que exista interferencia en la velocidad.

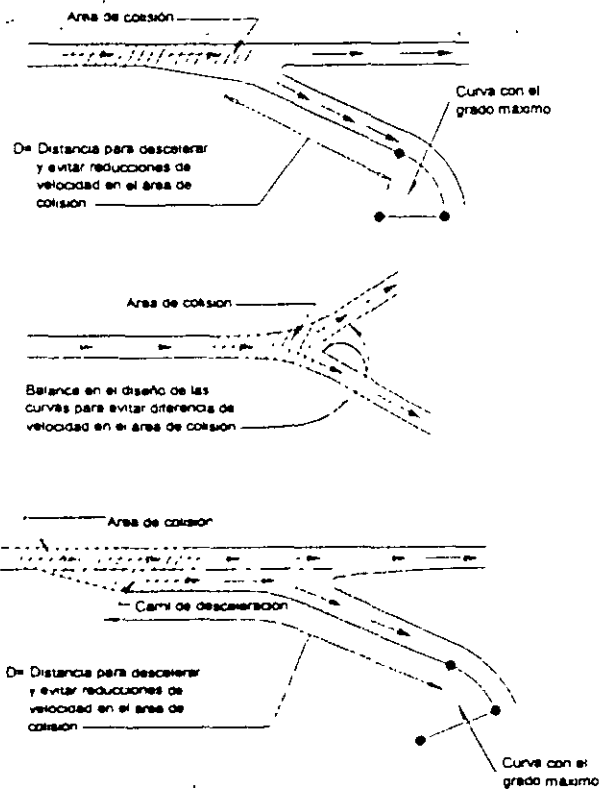


FIGURA 32 ÁREAS DE MANIOBRA SIMPLES DE DIVERGENCIA CONSIDERANDO UNA VELOCIDAD RELATIVA BAJA

Durante el tiempo de maniobra los vehículos deben ajustar su velocidad para alcanzar el área de colisión, al mismo tiempo que se tenga una separación aceptable entre los vehículos consecutivos del flujo al cual se unirán. Asimismo, deben tomar la velocidad del flujo al que van a unirse para no causar interferencias.

A medida que el volumen de tránsito aumenta, disminuye la oportunidad de encontrar separaciones aceptables entre los vehículos del flujo al cual se va a converger, por lo que el tiempo de maniobra va aumentando hasta hacerse insuficiente. Como consecuencia se produce el congestionamiento causando retrasos en los vehículos.

Una maniobra más oportuna puede lograrse dando suficiente distancia de visibilidad en la intersección, o por medio de carriles de aceleración en donde se proporcione flexibilidad en el lugar de la maniobra Figura 33.

Las maniobras de cruce pueden efectuarse a cualquier ángulo. Son las maniobras más peligrosas y las que mayor retraso causan al tránsito. Las áreas de maniobra correspondientes pueden ser proyectadas para velocidades relativas altas y bajas.

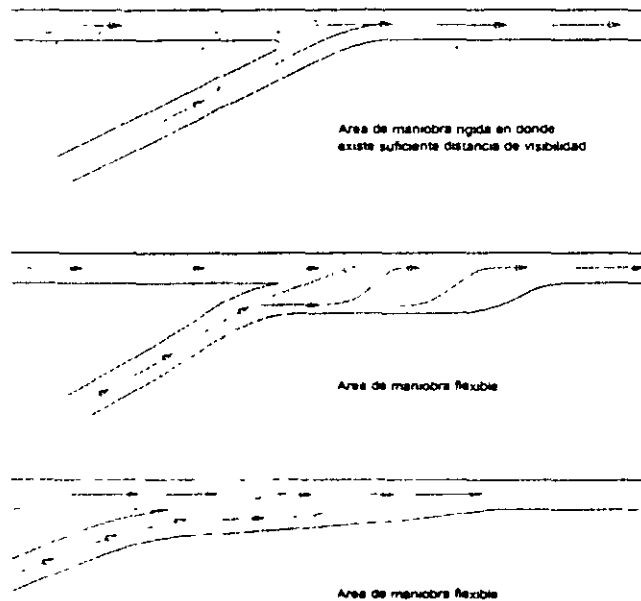


FIGURA 33 PROCEDIMIENTOS PARA PROPORCIONAR EL TIEMPO DE MANIOBRA

Para los cruces con velocidades relativas altas, se deberá procurar que el ángulo respectivo sea cercano a los 90° , con el objeto de lograr flujos independientes, mejorar la visibilidad y facilitar el control, ya sea mediante semáforos o con cualquier otro medio apropiado, aumentándose así la seguridad en la operación.

Entrecruzamientos

Se llama entrecruzamiento, al cruce de dos corrientes de tránsito que circulan en un mismo sentido y se efectúa a través de convergencia y divergencia sucesivas.⁵⁶ Una zona de entrecruzamiento está definida por la longitud y el ancho de un camino de un sentido de circulación, en un extremo del cual dos caminos del mismo sentido convergen y el otro divergen. En la Figura 34 se muestra una zona de entrecruzamiento.

Los mismos principios de proyecto aplicados para convergencia y divergencia se emplean en el proyecto de las maniobras de entrecruzamientos.

La calidad de operación de una zona de entrecruzamiento quedará calificada en buena parte por la velocidad relativa. En las zonas de entrecruzamiento la operación debe hacerse a una velocidad relativa baja para obtener una demora mínima con un alto grado de seguridad. La longitud de la zona de entrecruzamiento determina el tiempo de maniobra disponible para los conductores que se entrecruzan. Donde la zona es de suficiente longitud, la separación correspondiente de dos vehículos consecutivos de un flujo de tránsito, puede ser utilizada para entrecruzamiento de más de un vehículo de otra corriente de tránsito.

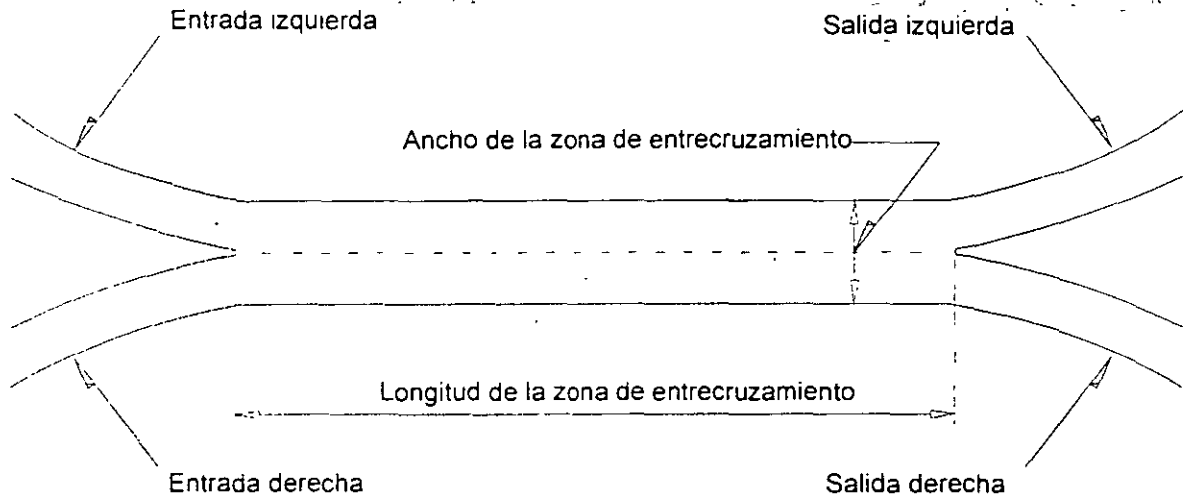


FIGURA 34 ZONA DE ENTRECruzAMIENTO

Los factores a considerar en el proyecto de una zona de entrecruzamiento son la velocidad de proyecto, el volumen de servicio, los volúmenes de los movimientos de entrecruzamiento y los de los movimientos que no producen entrecruzamientos, como son las corrientes de tránsito exteriores.

El procedimiento de cálculo para una zona de entrecruzamiento se explica en el Capítulo VI relativo a Capacidad. En la Figura 35 se muestra algunos tipos de zonas de entrecruzamiento que se presentan en la práctica.

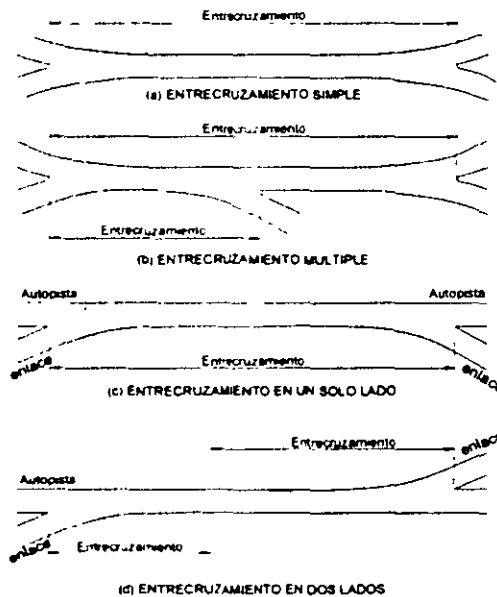


FIGURA 35 TIPOS DE ZONAS DE ENTRECruzAMIENTO

Áreas de maniobra compuestas.

Un área de maniobra es compuesta, cuando funciona de tal manera que acomoda corrientes paralelas de tránsito en varios carriles de circulación. En la Figura 36 se muestran algunas áreas de maniobras de convergencia y divergencia simples y compuestas. Las áreas de maniobra compuestas ya sea de convergencia o de divergencia originan conflictos adicionales de cruce que, a su vez causan confusión en los conductores. Los volúmenes de tránsito que pueden acomodarse en áreas de maniobras compuestas de convergencia y divergencia, son un poco mayores que aquellos correspondientes a las áreas de maniobra simple, pero ofrecen mayor peligro y retrasos.

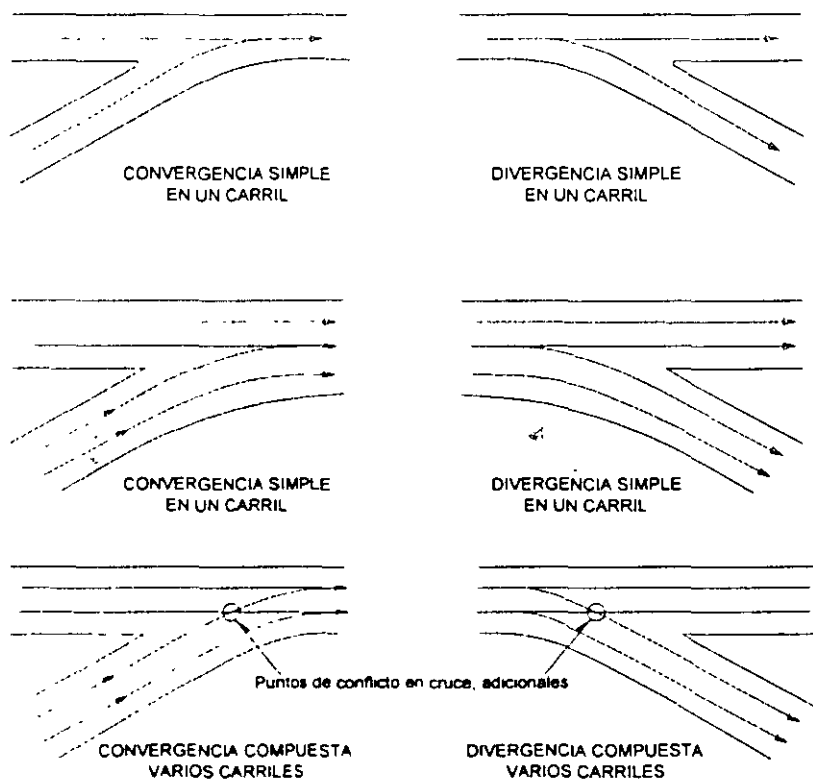


FIGURA 36 AREAS DE MANIOBRAS SIMPLES Y COMPUESTAS DE CONVERGENCIA Y DIVERGENCIA

En la Figura 37 se muestra una zona de entrecruzamiento compuesto; puede verse que se producen los mismos conflictos que en el caso de áreas compuestas de divergencia y convergencia.

Es evidente que las áreas de maniobra de convergencia, divergencia y entrecruzamiento, son simples en su carácter y en el proyecto deberán evitarse las compuestas, cuando se supone que este tipo de maniobras debe desarrollarse bajo condiciones de velocidad relativa baja. Cuando las áreas de maniobras se proyectan para operar con velocidades relativas altas pueden convertirse, dentro de los límites de seguridad, en áreas compuestas, con un incremento en su

capacidad, particularmente cuando se emplean dispositivos de control adecuado. La operación a velocidades relativas altas es insegura y simple requiere algún control de tránsito adecuado, que disminuya los conflictos al alternar entre los flujos el uso del área de colisión.

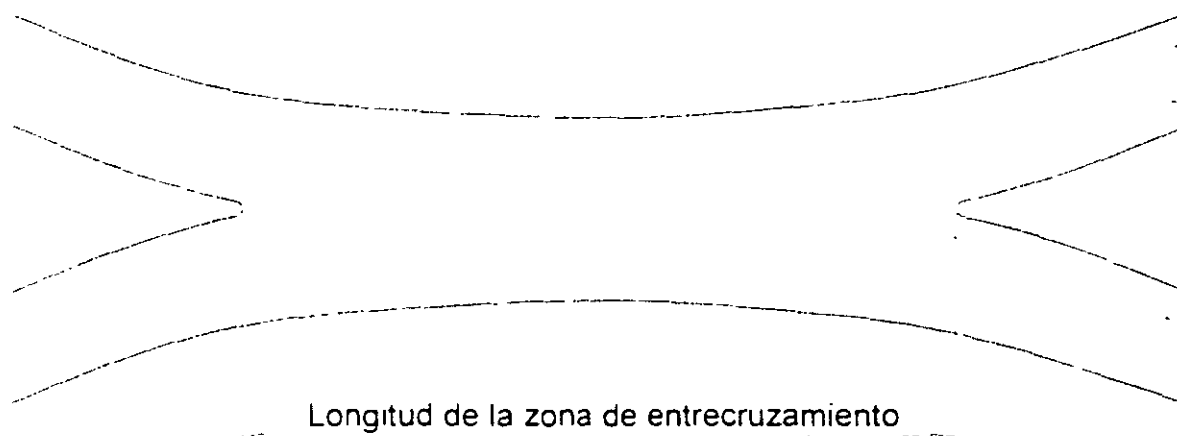


FIGURA 37 ZONA DE ENTRECruzAMIENTO COMPUESTO

En la Figura 38 se ilustran áreas de maniobra de cruces simples y compuestas, a nivel; un control de tiempo adecuado en el semáforo ofrece la misma eficiencia por carril de circulación para ambos tipos de intersecciones.

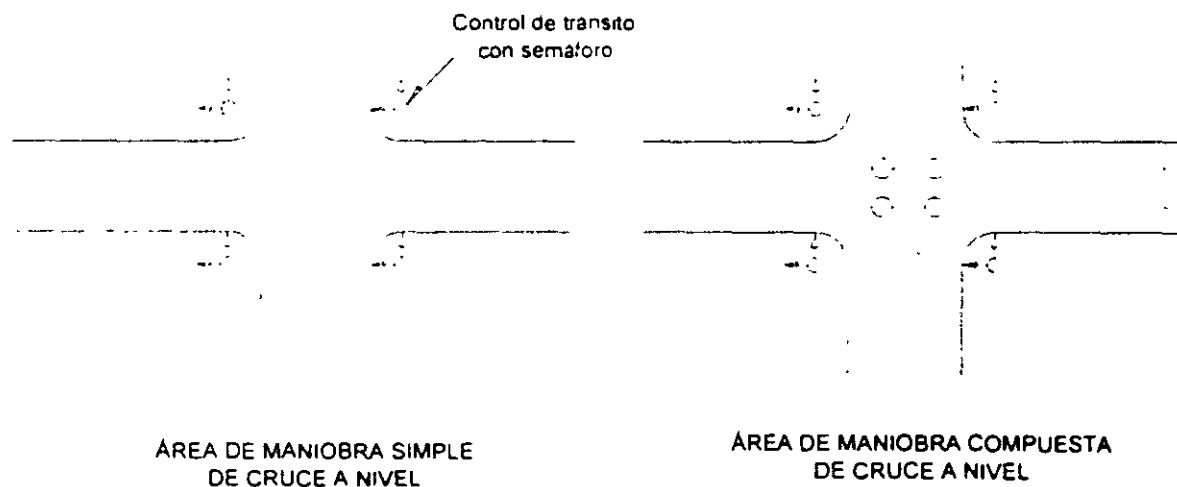


FIGURA 38 ÁREAS DE MANIOBRA DE CRUCE SIMPLES Y COMPUESTAS

Separación de las áreas de maniobras

Si se busca una buena operación es fundamental que los conductores afronten un solo conflicto de tránsito cada vez. Los retrasos y los peligros en una intersección se ven incrementados cuando las áreas de maniobra están muy próximas una de otra. Debe haber suficiente separación entre dos áreas de maniobra sucesivas, para que los conductores puedan ajustar su velocidad y trayectoria a las condiciones de cada conflicto.

Las áreas de maniobra están separadas en espacio y en tiempo, como se analiza a continuación:

A) Separación en espacio. Las áreas de maniobra pueden distribuirse en cuanto a espacio, separando los movimientos en la intersección. En la Figura 39 se muestran ejemplos de separación para cruces, vueltas derechas y vueltas izquierdas. La separación de los movimientos se logra mediante el uso de isletas, fajas separadoras, carriles auxiliares y similares.

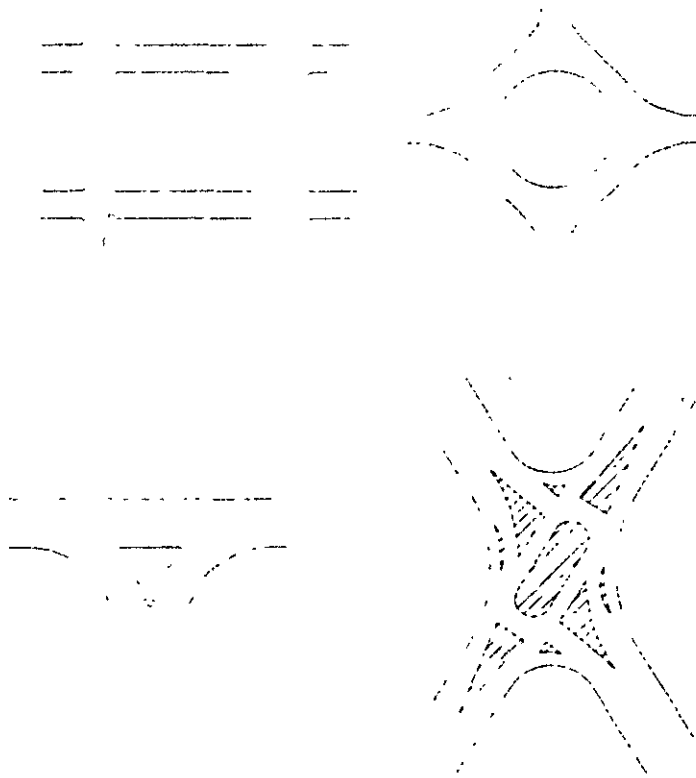


FIGURA 39 EJEMPLOS DE SEPARACIÓN DE ÁREAS DE MANIOBRA

Generalmente, con la distribución de las áreas de maniobra en cuanto a espacio, se logra una reducción en los tiempos de recorrido y en los accidentes, en la intersección.

B) Separación en tiempo. La separación de áreas de maniobras de una intersección en cuanto a tiempo en términos de proyecto, se logra al proporcionar zonas de refugio donde los conductores o peatones pueden esperar entre maniobras sucesivas. En la Figura 40 se muestran algunos ejemplos de zona de refugio, o protección.

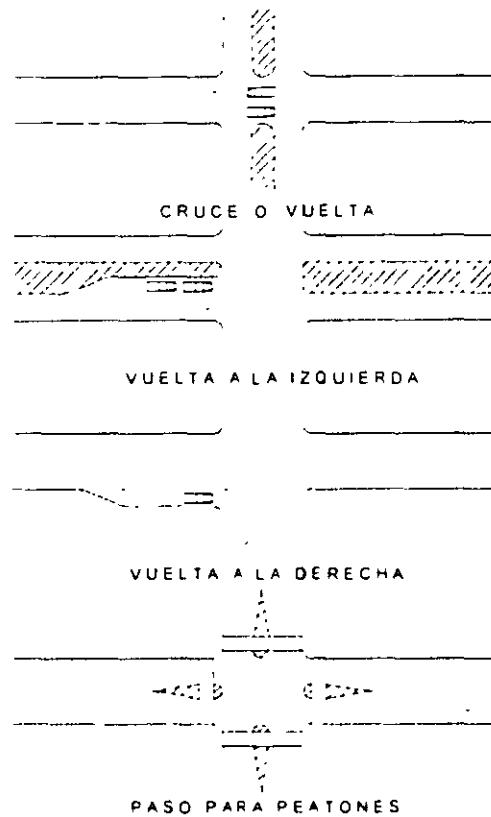


FIGURA 40 EJEMPLOS DE ZONAS DE PROTECCION

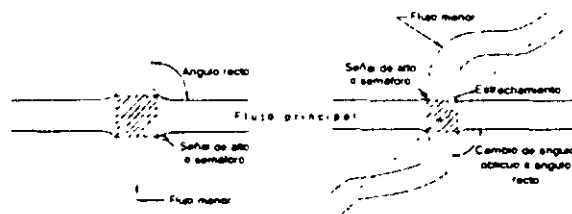
La separación en tiempo o distancia entre áreas de maniobra sucesivas varía ampliamente de acuerdo con las condiciones de cada lugar. El tiempo de reacción del conductor varía según la complejidad de la situación y la naturaleza de la respuesta necesaria. El tiempo requerido para cambiar de velocidad y de trayectoria depende de requisitos y valores establecidos. La separación en distancia para evitar colas que pasen de un área de maniobra a la siguiente, dependerá de la cantidad de retraso en que se incurre, del volumen de tránsito, del tipo de vehículos y de otros factores similares.

Cada situación que se presente deberá ser analizada en términos de la separación en tiempo y distancia para unas condiciones específicas del tránsito.

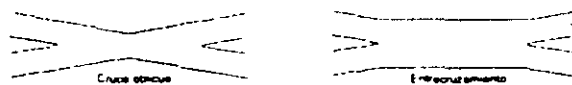
Geometría de los cruces y vueltas

Los cruces de las corrientes de vehículos Figura 41 pueden obtenerse a través de:

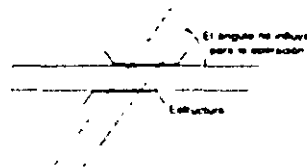
- Un cruce directo a nivel
- Un entrecruzamiento
- Una separación de niveles.



DISEÑO DE CRUCES DIRECTOS A NIVEL PARA ALTAS VELOCIDADES RELATIVAS



DISEÑO DE CRUCES A NIVEL PARA BAJAS VELOCIDADES RELATIVAS



DISEÑO DE CRUCE A DESNIVEL

FIGURA 41 ÁREAS DE MANIOBRA SIMPLES PARA CRUCES A NIVEL Y A DESNIVEL

Las alternativas en el proyecto de intersección se presentan cuando uno de estos tipos de maniobra de cruce puede ser substituido por otro. Una alternativa más en el proyecto de intersecciones se tiene por las diversas formas en las que los movimientos de vuelta pueden realizarse. En la Figura 42 se muestra la geometría de movimientos de vueltas, izquierdas y derechas: estos tipos de movimientos se clasifican como directo, semidirecto e indirecto, en términos de las trayectorias seguidas por los conductores.

La vuelta directa a la derecha o a la izquierda, consiste de: una maniobra simple de divergencia y de convergencia sin conflicto de cruce, lo que proporciona la distancia de recorrido más corto y más fácil para los conductores, debido a que se

sigue la trayectoria de viaje deseada. Las vueltas semidirectas o indirectas, requieren de distancias de recorrido mayores, pueden emplearse bien cuando las condiciones propias de lugar no permiten el uso de vueltas directas, o bien, cuando se desee disponer los conflictos de cruces de tal manera que puedan controlarse de una manera más económica.

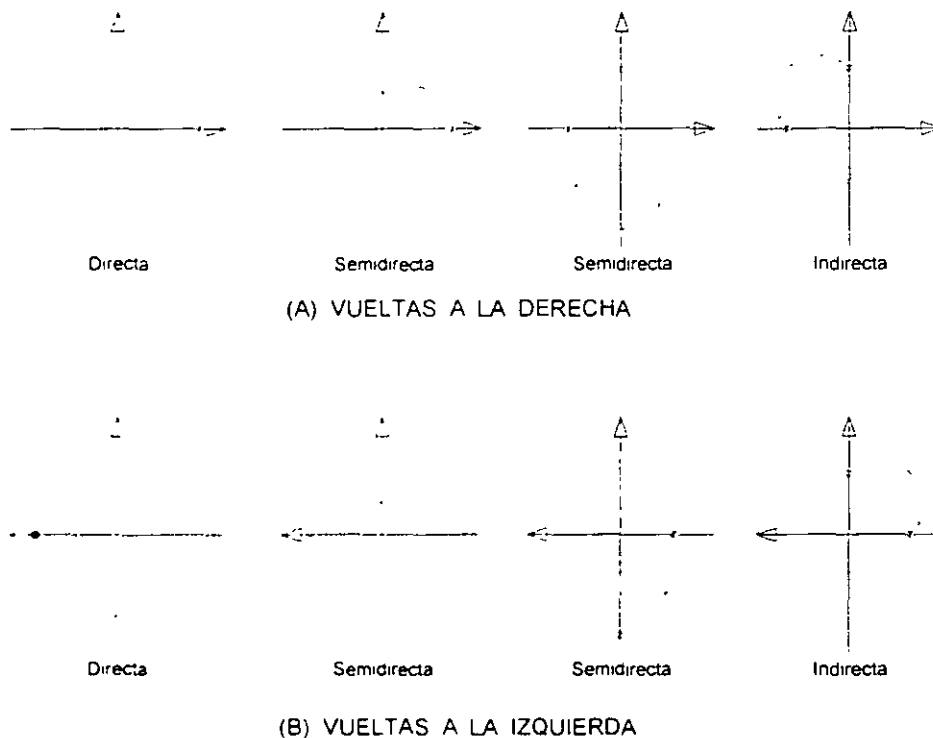


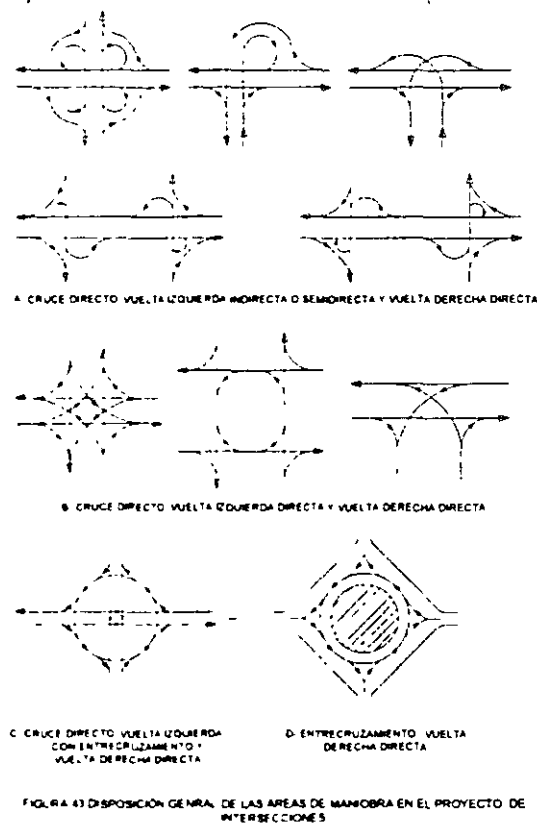
FIGURA 42 GEOMETRIA DE MOVIMIENTOS DE VUELTAS A LA DERECHA Y A LA IZQUIERDA

Disposición de las áreas de maniobra

Los conflictos de cruce ocasionados por los movimientos directos o de vuelta, son los aspectos críticos en el proyecto de intersecciones. La selección y disposición de las áreas de maniobra de cruce para acomodar las corrientes más fuertes, determinan la geometría de una intersección en particular y la disposición de las áreas de maniobra para otros movimientos, se adaptan a este proyecto.

Los movimientos de vuelta derecha, presentan el menor problema en la integración de los movimientos en una intersección, ya que no se cruza ninguna otra corriente, se utilizan en todas las intersecciones en que no lo impiden las limitaciones del lugar. En cambio los movimientos directos de vuelta izquierda, pueden causar una alta incidencia de accidentes y congestionamiento, su influencia en la operación de una intersección, puede disminuirse empleando vueltas izquierdas semidirectas o indirectas

La Figura 43 muestra la disposición de las áreas de maniobra más comunes en el proyecto de intersecciones, clasificadas de acuerdo con los movimientos de cruces y de vuelta. Las áreas de maniobra de cruce mostradas pueden ser con separación de niveles.



Elementos para el proyecto de una intersección

Principalmente se hablará aquí de las características generales de alimentos, de la distancia de visibilidad y de la sección transversal de la calzada, desde el punto de vista en que estos elementos afectan el proyecto de una intersección.

Los elementos que aquí se mencionan, se aplican para las intersecciones tanto a nivel como a desnivel; otros elementos y detalles de proyecto que son aplicables únicamente a un determinado tipo de intersecciones, se tratarán en las partes correspondientes a cada tipo en particular.

Curvas en intersecciones

Donde sea necesario proyectar curvas en espacios reducidos, debe usarse como base del diseño la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto. Esta

trayectoria estará comprendida entre las huellas dejadas por las llantas delanteras externa y trasera interna de un vehículo circulando a una velocidad de 15 km/h. Las curvas de la orilla interna de la calzada que se adaptan a la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto, se les considera como de diseño mínimo.

A) Diseño mínimo para vueltas forzadas. Para la determinación de los radios de la orilla interna de la calzada, en las curvas, que permiten alojar la trayectoria mínima del vehículo de proyecto, se supone que éste vehículo transita adecuadamente dentro de su carril, al entrar y al salir de la curva, esto es, a 0.60 m de la orilla interna de la calzada. Las trayectorias mínimas de los vehículos y las orillas internas de la calzada que están de acuerdo con esta suposición, se muestran en las Figuras 44 (11.20), 45 (11.21) y 46 (11.22).

Existen algunas diferencias entre las trayectorias internas de los vehículos que dan vuelta a la izquierda y las de los que dan vuelta a la derecha. pero no son tan importantes que afecten el proyecto. Aun cuando no se indica, los proyectos mostrados en las figuras mencionadas, se aplican también para vueltas a la izquierda.

1. Automóviles. En la Figura 44 (11.20) se muestran los radios mínimos para la orilla interior de la calzada en una vuelta derecha a 90°, necesarios para acomodar el vehículo de proyecto DE-335. La Figura 44 (11.20-A) muestra un radio a la orilla interna de la calzada de 7.50 m, en la línea continua, otro de 9.25 m, en la línea discontinua. El radio de 7.50 m, corresponde a la curva más pronunciada que permite alojar la trayectoria de a rueda interna pasando a 0.25 m. Aproximadamente de la orilla de la calzada en el punto donde termina la curva. La curva de radio 9.25 m, proporciona un espacio libre de 0.35 m al final de la curva y de aproximadamente 1.70 m en la parte central de la misma.

El croquis mostrado en la Figura 44 (11.20-B) representa una curva compuesta, con radios de 30.00 m, 6.00 m y 30.00 m. El ancho de calzada que resulta con este diseño es un poco mayor que el correspondiente a la curva circular simple de 9.25 m, pero se ajusta más a la trayectoria del vehículo de proyecto.

2. Camiones unitarios y autobuses. En la Figura 45 (11.21) se indican los radios mínimos para la orilla interior de la calzada correspondiente a una vuelta derecha a 90°, necesarios para acomodar el vehículo de proyecto DE-610. La parte superior de la figura muestra, con línea continua, el proyecto correspondiente a un radio de 15.25 m a la orilla interna de la calzada, este radio es el mínimo que permite acomodar el vehículo sin invadir los carriles adyacentes. Sin embargo, en el punto donde termina la curva, la trayectoria interior de las ruedas se acerca mucho a la orilla de la calzada. Una curva circular simple de 16.75 m de radio, mostrada con línea de puntos en la figura, permite un espacio ligeramente mayor en el extremo de la curva.

La parte inferior de la figura representa una curva compuesta de radios de 36.00 m, 12.00 m y 36.00 m, con un desplazamiento de 0.60 m. Desde el punto de vista

de la operación de los vehículos, la curva compuesta es más ventajosa que la curva simple, debido a que se ajusta mejor a la trayectoria de la rueda trasera interna y requiere un poco menos de superficie de calzada.

En ambos casos, el vuelo delantero del vehículo de proyecto quedará dentro de un carril de 3.65 m. En cambio con carriles de 3.35 o 3.05 m, el vehículo invade el carril adyacente; para evitar esto, tendría que usarse un radio más grande que el mínimo indicado en la figura para la orilla de la calzada.

3. Semirremolque. Para este tipo de vehículos no es recomendable adaptar una curva circular simple en la trayectoria mínima. Sin embargo, donde los carriles de tránsito son de 3.65 m de ancho, tales vehículos pueden girar sin invadir los carriles adyacentes, cuando el radio de la curva en la orilla interior de la calzada es de, aproximadamente, 23.00 m para vehículo DE-1220 y de 29.00 m para el vehículo DE-1525. Tales vueltas se harían con radios de giro, de la rueda delantera externa, mayores que el mínimo indicado para estos vehículos. Para adaptar la orilla de la calzada a la trayectoria mínima de los semi remolques, es conveniente emplear curvas asimétricas compuestas de tres centros. Para el vehículo de proyecto DE-1220, estas curvas tienen radios de 36.00 m, 12.00 m y 60.0 m con desplazamientos de 0.60 m y 1.80 m, tal como se indica con línea continua en la Figura 46 (11.22-A). La línea de puntos de la misma figura muestra un proyecto simétrico, cuando el vehículo gira sobre su trayectoria mínima. Consiste en curvas compuestas que tienen 36.00 m, 12.00 m y 36.00 m de radio con desplazamientos de 1.50 m; con este proyecto se facilitan las maniobras de los vehículos más pequeños, especialmente los automóviles.

Para adaptar la trayectoria del vehículo de proyecto DE-1525, se estima apropiada una curva compuesta asimétrica con los mismos radios recomendados para el semirremolque más pequeño, 36.00 m, 12.00 m y 60.00 m, pero con desplazamientos de 0.60 y 3.00 m, tal como se indica, con línea continua, en la Figura 46 (11.22-B). La línea de puntos de la Figura 46 (11.22-B), se adapta al giro más formado de este vehículo y está formada por la curva compuesta de radios de 54.00 m, 18.00 m y 54.00 m, con desplazamiento de 1.80.

B) Elección del diseño mínimo para condiciones específicas. Las curvas de las Figuras 44 (11.20) a la 46 (11.22), son las que ajustan a las trayectorias mínimas de los diferentes vehículos de proyecto; pueden emplearse combinaciones de curvas con radios distintos de los mostrados, si con ellos se obtienen resultados satisfactorios. En los casos en que sea conveniente o deseable conservar los diseños mínimos, será necesario que el proyectista sepa cuál de los indicados en estas figuras deba emplearse. La elección del diseño depende del tipo y tamaño de los vehículos que van a dar vuelta y de la amplitud con que deben hacerlo. Esto, a su vez, puede depender de otros factores tales como tipo y naturaleza de los caminos que se intersectan, volúmenes de tránsito, número y frecuencia de vehículos pesados, así como del efecto de estos vehículos sobre todo el tránsito. Por ejemplo, si un alto porcentaje de los vehículos que dan vuelta son automóviles, no es práctico proyectar la curva para vehículos

pesados, teniendo en cuenta que uno de estos vehículos ocasionalmente puede dar vuelta invadiendo el carril adyacente sin trastornar mucho al tránsito. Es necesario que el proyectista analice las trayectorias probables y las invasiones del carril que se producirían si transitan vehículos más grandes que aquellos para los que se hizo el diseño.

En la Figura 47 (11.23) se muestran las trayectorias de los vehículos de proyecto DE-610, DE-1220 Y DE1525 cuando dan vuelta a la derecha alrededor de la orilla interna de una calzada diseñada para un vehículo DE-335, con una curva compuesta de radio 30.00 m, 6.00 m y 30.00 m y un desplazamiento de 0.75 m. La trayectoria (1) corresponde a la de un vehículo que al llegar a la curva inicia la vuelta desde su carril, para completarla invadiendo el carril adyacente en el camino transversal. La trayectoria (2) es la de un vehículo que al llegar a la curva invade el carril adyacente y entra al camino transversal dentro de su propio carril. La trayectoria (3) es la de un vehículo que invade el carril adyacente en ambos caminos.

La Figura 47 (11.23-A) muestra las trayectorias del vehículo de proyecto DE-610. Estas trayectorias demuestran claramente que el vehículo puede girar a 90° siguiendo la orilla interna de la calzada diseñada para el vehículo DE-335, cuando cada uno de los caminos que se intersectan es de dos o más carriles de 3.65 m, pero al hacerlo puede impedir la circulación en el carril adyacente. La trayectoria que elija el conductor y la magnitud de las invasiones del carril adyacente, estarán determinadas por la importancia relativa de los caminos y por la naturaleza del tránsito.

En las Figuras 47 (11.23-B) y 47 (11.23-C), se indican las trayectorias de los semi remolques de proyecto DE-1220 y DE-1525, respectivamente. Estas trayectorias muestran que también los semi remolques pueden girar a 90° alrededor de la orilla interna de la calzada diseñada para el vehículo DE-335 cuando cada uno de los caminos que se intersectan es de dos o más carriles, pero en estos casos el conductor no tiene completa libertad para elegir el tipo de trayectoria y las invasiones a los carriles adyacentes son mayores que las del vehículo DE-610.

Cuando la orilla interna de la calzada se diseña adaptándose a la trayectoria del vehículo DE-610, es decir, con una curva compuesta de radios 36.00 m, 12.00 m y 36.00 m y desplazamientos de 0.60 m, puede acomodarse un vehículo de proyecto DE-1220 con sólo ligeras invasiones, cuando los carriles son de 3.65 m de ancho tal como se indica en la Figura 48 (11.24-) Las invasiones en los carriles adyacentes son de 0.60 m y de 0.45 m para las trayectorias (1) y (3), respectivamente. Un vehículo DE-1525 que gira alrededor de la misma orilla interna de la calzada, invade los carriles adyacentes 2.15 m y 1.20 m en las trayectorias (1) y (3), respectivamente, como se muestra en la Figura 48 (11.24-B). Del análisis de estas trayectorias, junto con otros datos pertinentes, el proyectista puede elegir el tipo de diseño mínimo apropiado. Los diseños mínimos pueden adoptarse en los casos en que las velocidades de los vehículos sean bajas, el valor de la propiedad alto, y los volúmenes de tránsito bajos. La selección del

vehículo adecuado para el diseño mínimo, Figuras 44 (11.20) a la 46 (11.22), dependerá del criterio del proyectista después de que haya analizado todas las situaciones y evaluando el efecto de la operación de los vehículos más grandes.

Como resumen, a continuación se indican los casos en que pueden aplicarse los diseños mínimos.

Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria DE-335 mostrados en la Figura 44 (11.20), se aplican en las intersecciones de los caminos, en donde el mayor porcentaje de vehículos lo constituyen los automóviles: en intersecciones de caminos secundarios con caminos principales cuando el tránsito que da vuelta es reducido; y en intersecciones de dos caminos secundarios que tienen poco tránsito. Sin embargo, en la mayor parte de las veces es preferible emplear, si las condiciones lo permiten, los diseños correspondientes al vehículo DE-610, mostrado en la Figura 45 (11.21).

Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria DE-610 de la Figura 45 (11.21), se aplican en todos los caminos rurales que estén en condiciones distintas a las descritas en el párrafo anterior. Las vueltas más importantes en caminos principales, especialmente en aquellos por los que circulan un porcentaje alto de vehículos pesados, deben proyectarse de preferencia con radios más grandes y con carriles de cambio de velocidad.

Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria de los semi remolques de proyecto, Figura 46 (11.22), se aplican cuando es muy frecuente el tránsito de este tipo de vehículos. Por lo general se preferirán las curvas simétricas compuestas, sobre todo cuando los vehículos más pequeños constituyen un porcentaje apreciable del tránsito total que da vuelta. Como estos diseños requieren de grandes superficies de calzada, por regla general es conveniente canalizarlos, para lo cual se requieren radios un poco más grandes.

Los diseños mínimos para vueltas, algunas veces se hacen necesarios en entronque canalizados, o donde se requiere un control con semáforos: o bien, en entronques secundarios en los que pocos vehículos dan vuelta. Las especificaciones mínimas también pueden usarse para caminos de alta velocidad con altos volúmenes de tránsito, en aquellos lugares en donde está limitado el derecho de vía; en estos casos deben proyectarse, además, carriles de cambio de velocidad.

Las guarniciones a lo largo de las orillas de la calzada en intersecciones con curvas pronunciadas, restringen la operación de los vehículos que dan vuelta. Por esta razón, cuando se colocan guarniciones es conveniente considerar una ampliación adicional y proyectar curvas más suaves que las mínimas.

C) Vueltas en ángulo oblicuo. Los radios mínimos para vueltas en intersecciones con ángulos distintos de 90° se establecieron en la misma forma que para la vuelta en ángulo recto, esto es, dibujando las trayectorias de los

vehículos de proyecto en las vueltas más agudas y ajustando curvas simples o compuestas a las trayectorias de las ruedas traseras internas.

La tabla 27 contiene los radios y desplazamientos que se recomiendan para diferentes deflexiones y para cada tipo de vehículos de proyecto. En ella se aprecia que para deflexiones menores de 90° , los radios que se requieren para seguir las trayectorias mínimas de los vehículos, son mayores que los recomendados para vueltas en ángulo recto. Para deflexiones de más de 90° , los radios requeridos son menores y se necesitan mayores desplazamientos del arco central de la curva.

Los valores que se recomiendan en la tabla 27 son los requeridos para las vueltas más pronunciadas de los diferentes vehículos de proyecto. También pueden usarse otras combinaciones de curvas compuestas con resultados satisfactorios. Cuando se diseña una intersección con dimensiones mínimas, el proyectista puede elegir uno cualquiera de los grupos de valores mostrados en la tabla, la elección dependerá del tipo y tamaño de los vehículos que van a dar vuelta y de la amplitud o facilidad con que se requiere que lo hagan. En intersecciones a 90° con carriles proyectados para el tránsito de automóviles, los camiones pueden dar vuelta invadiendo los carriles adyacentes. Para ángulos de giros menores de 90° , los camiones también pueden dar vuelta en carriles proyectados para automóviles, invadiendo menos los carriles adyacentes que en las vueltas a 90° . Para deflexiones de más de 90° , deberá modificarse el diseño mínimo para el vehículo DE-335 en tal forma que se asegure que todos los camiones que van a dar vuelta permanezcan dentro de los carriles del camino. Para deflexiones de 120° o más. Pueden usarse las mismas dimensiones de las curvas compuestas que se requieren para el vehículo DE-335, es decir, 30.00 m, 6.00 m y 30.00 m; pero en este caso, el desplazamiento de la curva central debe aumentarse de 0.75 m, hasta 3.00 m como máximo para las vueltas a 180° . Cuando se dispone de espacio suficiente es preferible, por regla general, el proyecto basado en el vehículo DE-610 aun para caminos secundarios. Con el proyecto del DE-610, los vehículos DE-1220 y DE-1525, invadirán ligeramente los carriles adyacentes.

Con los radios recomendados para deflexiones mayores de 90° , pueden resultar intersecciones innecesariamente grandes, ya que habrá partes de su superficie que no se usen sino ocasionalmente, lo que puede provocar confusión entre los conductores y peligros a los peatones. Estos inconvenientes pueden atenuarse bastante, empleando curvas compuestas asimétricas o bien radios grandes con isletas canalizadoras, como se verá más adelante. En caminos principales que se cruzan con ángulos distintos de 90° , deben proyectarse, si es factible, enlaces para el tránsito que da vuelta a la derecha en los cuadrantes donde los vehículos giran 120° o más.

D) Diseños mínimos para enlaces. Cuando un entronque se proyecta para que circulen semi remolques, o para que den vuelta automóviles a una velocidad de 25 km/h o mayor, la calzada puede llegar a ser excesivamente ancha para un control adecuado del tránsito. Para evitar esto, deben proyectarse isletas

canalizadoras de tal manera que formen un camino separado, es decir, un enlace que conecte dos ramas del entronque.

Lo que gobierna principalmente el proyecto de los enlaces en curvas, es el grado máximo que define el diseño mínimo de la orilla interna de la calzada y el ancho de la misma. Con radios mayores que los mínimos, se obtienen superficies que permiten colocar isletas para guiar al tránsito que sigue de frente y al que da vuelta; también sirven para colocar señales y como zona de seguridad para peatones. La orilla interna de la calzada en curvas de los enlaces, debe proyectarse de tal manera que permita alojar, por lo menos, la isleta mínima, además del ancho de calzada necesario. La calzada debe tener el ancho suficiente para que las trayectorias de los vehículos de proyecto pasen aproximadamente a 0.50 m de la orilla en ambos lados del enlace. Por regla general, el ancho de la calzada no debe ser menor de 4.25 m en la parte central de la curva.

La Figura 49 (11.25) muestra el diseño mínimo de enlaces en curva para vueltas a la derecha a 90°, que cumple con los requisitos mencionados en el párrafo anterior. Un diseño basado en la isleta mínima y en el ancho mínimo de calzada de 4.25 m, Figura 49 (11.25-A), requiere un arco circular con radio de 18.25 m en la orilla interna de la calzada o una curva compuesta de radios 45.00 m, 15.00 m y 45.00 m con desplazamiento de 1.00 m. Este diseño permite no solamente que los automóviles den vuelta a una velocidad de 25 km/h, sino también que la trayectoria de la rueda externa del vehículo DE-610 tenga un radio de giro de aproximadamente 20.00 m y pase a 0.30 m de la orilla de la isleta y de la orilla interna de la calzada, como se muestra en la figura.

Tabla 27 Radios para el diseño mínimo de intersecciones

vehículo de proyecto	deflexión 6°	radio de la curva simple metros	curvas compuestas simétricas		curvas compuestas asimétricas	
			radio metros	desplazamiento metros	radio metros	desplazamiento metros
DE - 335	30	18.25	—	—	—	—
DE - 610		30.25	—	—	—	—
DE - 1220		45.75	—	—	—	—
DE - 1525		60.25	—	—	—	—
DE - 335	45	15.25	—	—	—	—
DE - 610		23.00	—	—	—	—
DE - 1220		36.75	—	—	—	—
DE - 1525		52.00	61-36-60	0.90	—	—
DE - 335	60	12.25	—	—	—	—
DE - 610		18.25	—	—	—	—
DE - 1220		28.00	—	—	—	—
DE - 1525		—	61-23-61	1.70	61-23-84	0.60-1.85
DE - 335	75	11.00	30-7.5-30	0.60	—	—
DE - 610		16.75	36-13.5-36	0.60	—	—

DE - 1220	90	26.00	36 - 13.5 - 36	1.55	36 - 13.5 - 60	0.60 - 2.00
DE - 1525		—	45 - 15 - 45	1.85	45 - 15 - 60	0.60 - 3.05
DE - 335	90	9.25	30 - 6 - 30	0.75	—	—
DE - 610		15.25	36 - 12 - 36	0.60	—	—
DE - 1220		—	36 - 12 - 36	1.50	36 - 12 - 60	0.60 - 1.80
DE - 1525		—	54 - 18 - 54	1.80	36 - 12 - 60	0.60 - 1.80
DE - 335		—	30 - 6 - 30	0.75	—	—
DE - 610	105	—	30 - 10.5 - 30	0.90	—	—
DE - 1220		—	30 - 10.5 - 30	1.55	30 - 10.5 - 60	0.60 - 2.45
DE - 1525		—	56 - 14 - 56	2.45	45 - 12 - 63	0.60 - 3.05
DE - 335		—	30 - 6 - 30	0.60	—	—
DE - 610	120	—	30 - 9 - 30	0.90	—	—
DE - 1220		—	30 - 9 - 36	1.85	30 - 9 - 54	0.60 - 2.75
DE - 1525		—	54 - 12 - 54	2.60	46 - 10.75 - 67.5	0.60 - 3.65
DE - 335		—	30 - 6 - 30	0.45	—	—
DE - 610	135	—	30 - 9 - 30	1.20	—	—
DE - 1220		—	36 - 9 - 36	2.00	30 - 7.5 - 54	0.60 - 2.75
DE - 1525		—	48 - 10.5 - 48	2.75	39 - 9 - 55.5	0.90 - 4.25
DE - 335		—	23 - 5.5 - 23	0.60	—	—
DE - 610	150	—	30 - 9 - 30	1.20	—	—
DE - 1220		—	36 - 9 - 36	1.85	27 - 7.5 - 48	0.90 - 3.35
DE - 1525		—	48 - 10 - 48	2.15	36 - 9 - 54	0.90 - 4.25
DE - 335		—	15 - 4.5 - 15	0.15	—	—
DE - 610	180 vuelta en U	—	30 - 9 - 30	0.45	—	—
DE - 1220		—	30 - 6 - 30	2.90	25.5 - 6 - 45	1.85 - 3.95
DE - 1525		—	38.5 - 7.5 - 38.5	2.90	30 - 7.5 - 54	1.85 - 3.95

Aumentando el ancho de la calzada a 5.50 m en la parte central de la curva y usando la misma curva compuesta, pero con un desplazamiento de 1.50 m se obtiene un mejor proyecto, tal como se indica en la Figura 49 (11.25-B). Este diseño permite al vehículo DE-610 utilizar un radio de giro de 21.00 m con espacios libres amplios y hace posible que el vehículo DE-1525 gire invadiendo ligeramente los carriles adyacentes.

Cuando el número de semi remolques que van a dar vuelta es apreciable, especialmente las unidades más grandes, debe emplearse el proyecto mostrado en la Figura 11.25-C. Este, que consiste de una curva central de 20.00 m de radio, desplazamiento de 1.75 m y curvas extremas de 60.00 m de radio, fue preparado para que el vehículo DE-1525 pueda circular por una calzada de 6.10 m, beneficiando además la operación de los vehículos más pequeños.

En todos los casos las isletas deben colocarse a 0.50 m aproximadamente de la prolongación de la orilla interna de la calzada en tangente, como se muestra en la figura. Cuando las isletas tienen las dimensiones mínimas, es conveniente proveerlas de guarniciones. En carreteras, las guarniciones deben ser achaflanadas para hacerlas menos peligrosas al tránsito que sigue de frente y para permitir mayor libertad en la operación de vehículos grandes.

Para cada uno de los diseños mínimos mostrados en la Figura 49 (11.25) se recomienda una curva puesta, simétrica; sin embargo, también pueden usarse

curvas compuestas asimétricas, especialmente en los proyectos elaborados para que den vuelta vehículos pesados. Aunque en la figura se indica en cada caso una curva simple equivalente de radio dado, su empleo en los dos últimos diseños pueden ocasionar que el vehículo de proyecto invada la isleta.

E) Enlaces con vueltas en ángulo oblicuo. En la tabla 28 se muestran las dimensiones mínimas para el diseño de enlaces con vueltas en ángulos de 75° al 150°, dimensiones determinadas en forma semejante a las de las vueltas en ángulo recto, para cada uno de los tipos de proyecto descritos en la parte inferior de la tabla, se indican los radios y desplazamientos de la curva de la orilla interna de la calzada, su ancho y el área aproximada de la isleta. Para un entronque particular, el proyectista debe escoger entre los tres tipos de proyecto de acuerdo con el tamaño de los vehículos, el volumen previsto del tránsito y las restricciones físicas del lugar. Las vueltas con ángulos pequeños requieren radios relativamente grandes y no están considerados en este grupo. En estos casos se necesita elaborar un proyecto especial que se ajuste a las condiciones del sitio y del tránsito. Para deflexiones entre 75° y 120°, las dimensiones mínimas están limitadas por las de la isleta. Para deflexiones de 120° o mayores, las dimensiones mínimas generalmente están limitadas por las trayectorias más pronunciadas de los vehículos seleccionados y por las curvas de la orilla interna de la calzada que se ajustan a estas trayectorias, siendo las dimensiones resultantes de la isleta, mayores que la mínima.

Tabla 28 Radios para el diseño mínimo de enlaces

Deflexión, en G°	*tipo de proyecto	curvas compuestas		Ancho de la Calzada, en m	tamaño aproximado de la isleta, en m ²
		radios en m	Desplazamiento, en m		
75	A	46.00 - 23.00 - 46.00	1.05	4.25	5.50
	B	46.00 - 23.00 - 46.00	1.50	5.50	4.60
	C	45.00 - 27.50 - 45.00	1.05	6.10	4.60
90†	A	45.00 - 15.00 - 45.00	1.00	4.25	4.60
	B	45.00 - 15.00 - 45.00	1.50	5.50	7.40
	C	54.00 - 19.50 - 54.00	1.75	6.10	11.60
105	A	36.00 - 12.00 - 36.00	0.60	4.55	6.50
	B	30.00 - 10.50 - 30.00	1.50	6.70	4.60
	C	56.00 - 14.00 - 56.00	2.45	9.15	5.60
120	A	30.00 - 9.00 - 30.00	0.75	4.90	11.10
	B	30.00 - 9.00 - 30.00	1.50	7.30	8.40
	C	54.00 - 12.00 - 54.00	2.60	10.35	20.40
135	A	30.00 - 9.00 - 30.00	0.75	4.90	42.70
	B	30.00 - 9.00 - 30.00	1.50	7.90	34.40
	C	48.00 - 10.50 - 48.00	2.75	10.65	60.00
150	A	30.00 - 9.00 - 30.00	0.75	4.90	130.00
	B	30.00 - 9.00 - 30.00	1.85	9.15	110.00
	C	48.00 - 10.50 - 48.00	2.15	11.60	160.00

+ Se ilustra en la figura

- *A - *Principalmente vehículos ligeros, permitiendo ocasionalmente diseños para el vehículo DE-610 con espacios restringidos para dar vuelta*
- B.- *Provisto adecuadamente para el vehículo DE-610; ocasionalmente permite al DE-1525 girar invadiendo ligeramente los carriles de tránsito adyacente*
- C - *Provisto exclusivamente para el vehículo DE – 1525*
- NOTA. *Pueden usarse curvas compuestas, asimétricas y transiciones rectas con una curva circular simple, sin alterar significativamente el ancho de la calzada o el tamaño de la isleta*

Aberturas en la faja separadora central

En los caminos con faja separadora central, se proporcionan aberturas para permitir a los vehículos que transitan por el camino efectuar vueltas izquierdas, o el cruce a los vehículos que transitan por caminos transversales.

Cuando el tránsito en un camino alcanza altas velocidades y gran volumen, se justifica un proyecto en el que la abertura tenga la forma y dimensiones adecuadas, para que los movimientos de vuelta se efectúen con poca o ninguna interferencia para el tránsito que sigue de frente.

El proyecto de las aberturas, de los anchos y remates de la faja separadora central debe hacerse con base en el tipo de los vehículos que dan vuelta, eligiéndose un vehículo de proyecto para establecer el patrón de los movimientos de vuelta y de cruce, comprobando si vehículos mayores pueden también efectuar la maniobra con ciertas restricciones.

A) Dimensiones para los diseños mínimos de vuelta izquierda. En el proyecto de las vueltas izquierdas se ha optado por la utilización de curvas circulares simples, tangentes a los ejes de los caminos que se interceptan o a la orilla de la faja separadora central en caso de que ésta exista; los radios que definen estas curvas para cada vehículo de proyecto se llaman radios de control y consideran que la trayectoria de la rueda trasera interna del vehículo dando vuelta se encuentra al principio y al final de la curva, a 0.60 m de los ejes centrales u orilla de la faja separadora en su caso.

En la Figura 50 (11.26) se muestran las trayectorias mínimas de vuelta a la izquierda con deflexión de 90°, recorridas por los vehículos de proyecto y los radios de control para cada uno de estos vehículos. La Figura 50 (11.26.A) muestra las trayectorias de los vehículos que dan vuelta a la izquierda desde una carretera dividida hacia un camino secundario y la Figura 50 (11.26-B) las de los vehículos que dan vuelta a la izquierda desde un camino secundario para entrar en una carretera dividida.

Las trayectorias a las que mejor se ajustan los vehículos que dan vuelta, son las definidas por curvas de transición. Para vueltas pronunciadas el proyecto de la orilla que mejor se adapta a estas trayectorias, es el de una curva compuesta como las que se ha indicado para las vueltas a la derecha. Estas mismas curvas se aplican para vueltas a la izquierda y deberán usarse donde exista un límite

físico de la calzada, como en el caso de entronques canalizados o a desnivel. Para los entronques a nivel en las carreteras divididas, no es indispensable la precisión de las curvas compuestas y se ha comprobado la conveniencia de usar curvas simples para delinear al remate de la faja separadora en las vueltas izquierdas. Obviamente, mientras mayor sea el radio de curva, más fácilmente efectuará la maniobra del vehículo de proyecto, pero se requerirá una longitud mayor de la abertura de la faja separadora central y mayor área de calzada que para el radio mínimo; esta amplitud puede dar por resultado maniobras erráticas de los vehículos pequeños.

Considerando los radios para vueltas mínimas a la derecha la necesidad de que circule más de un tipo de vehículos en los entronques comunes, pueden usarse los siguientes radios de control, para un diseño mínimo eficiente.

R = 12.00 m	conveniente para vehículos DE-335 y ocasionalmente para DE-610
R = 15.00 m	adecuado para vehículos DE-610 y ocasionalmente para DE-1220
R = 23.00 m	para vehículos DE-1220 y ocasionalmente para DE-1525

En las Figuras 51 (11.27) a 53 (11.29), se verifican los radios de control, con el empleo de vehículos mayores que efectúan movimientos ocasionales, distintos de aquellos para los que fue diseñada la vuelta izquierda. Para cada radio se proporciona una tabla de la que se obtiene, a partir del ancho de la faja separadora central, la longitud mínima de la abertura.

B) Forma del remate de la faja separadora central. El semicírculo como forma del remate de la faja separadora central en las aberturas, es conveniente sólo para fajas angostas, para anchos superiores a 2.50 m se han encontrado desventajas al empleo de esta forma, cambiándose entonces por un remate en forma de punta de bala, redondeado o truncado tal como se muestra en las Figuras 51 (11.27) a 53 (11.29), para los radios de control de 12.00 m, 15.00 m y 23.00 m. El diseño con forma de punta de bala está considerado por dos arcos circulares trazados con el radio de control y un arco de radio aproximadamente 0.60 m para redondear la punta, siendo este valor únicamente para diseños con dimensiones mínimas.

El proyecto en forma de punta de bala se ajusta a la trayectoria de la rueda interna trasera y requiere en comparación con el remate semicircular, una menor área de calzada para la intersección y una menor longitud de la abertura. Con estas variaciones operacionales, el conductor que voltea hacia la izquierda, cuenta con una buena guía para su maniobra, puesto que tiene la mayor parte de su proyecto canalizado.

En la faja separadora central con ancho de 1.20 m prácticamente no existe diferencia operacional para las formas de los remates. Cuando el ancho es de 2.50 m o más, la forma de punta de bala es preferible a la semicircular. En anchos mayores, la forma de punta de bala requiere una longitud menor de la abertura que la semicircular, hasta llegar a una anchura de 4.00 m en la que para el radio

de control de 12.00 m empieza a prevalecer la longitud mínima de la abertura. A partir de este ancho, el remate adopta la forma de punta de bala truncada, con el extremo plano paralelo al camino secundario, independientemente del ancho de la faja en cuestión. Esta forma será siempre superior a la semicircular porque canaliza mejor el tránsito.

Las formas de punta de bala se proyectan con el fin de encauzar a los vehículos que voltean, desde o hacia el eje del camino secundario; en tanto que los remates semicirculares, ocasionan que los vehículos que realizan el movimiento izquierdo de salida, puedan invadir el carril de sentido contrario del camino secundario.

Ancho de la faja separadora	I = longitud mínima de la abertura en la faja separadora, en metros	
	semicircular	en forma de punta de bala
1.20 m	22.80	22.80
1.50	22.50	19.12
2.00	22.00	16.82
2.50	21.50	15.21
3.00	21.00	13.92
3.50	20.50	12.82
4.00	20.00	12.00 min.
4.50	19.50	“ “
5.00	19.00	“ “
6.00	18.00	“ “
7.00	17.00	“ “
8.00	16.00	“ “
9.00	15.00	“ “
10.00	14.00	“ “
11.00	13.00	“ “
12.00	12.00	“ “
>12.00	12.00	“ “

ancho de la faja separadora, en m	L = longitud mínima de la abertura en la faja separadora, en metros	
	semicircular	en forma de punta de bala
1.20 m	28.80	28.80
1.50	28.50	24.65
2.00	28.00	22.96
2.50	27.50	20.24
3.00	27.00	18.78
3.50	26.50	17.52
4.00	26.00	16.42
4.50	25.50	15.43
5.00	25.00	14.50
6.00	24.00	12.88

7.00	23.00	12.00 min.
8.00	22.00	“ “
9.00	21.00	“ “
10.00	20.00	“ “
11.00	19.00	“ “
12.00	18.00	“ “
13.00	17.00	“ “
14.00	16.00	“ “
15.00	15.00	“ “
16.00	14.00	“ “
17.00	13.00	“ “
18.00	12.00 min.	“ “

ancho de la faja separadora, en m	L = longitud mínima de la abertura en la faja separadora, en metros	
	semicircular	en forma de punta de bala
1.20 m	44.80 m	44.80
1.50	44.50	39.62
2.00	44.00	36.37
2.50	43.50	34.09
3.00	43.00	32.24
3.50	42.50	30.63
4.00	42.00	29.21
4.50	41.50	27.92
5.00	41.00	26.75
6.00	40.00	24.62
7.00	39.00	22.75
8.00	38.00	21.07
9.00	37.00	19.54
10.00	36.00	18.13
11.00	35.00	16.84
12.00	34.00	15.63
13.00	33.00	14.50
14.00	32.00	13.45
15.00	31.00	12.38
16.00	30.00	12.00 min.
17.00	29.00	“ “
18.00	28.00	“ “
19.00	27.00	“ “
20.00	26.00	“ “
25.00	21.00	“ “
30.00	16.00	“ “
34.00	12.00 min.	“ “
35.00	12.00 min.	“ “

C) Longitudes mínimas de la abertura. En las intersecciones de tres o cuatro ramas en una carretera dividida, la longitud de la abertura den la faja separadora central debe cuando menos ser igual a la mayor de las siguientes dimensiones: anchura de la corona del camino secundario a la anchura de la calzada de dicho camino más 2.50 m o 12.00 m. Cundo el camino secundario tenga también faja separadora, la longitud de la abertura en el camino principal será como mínimo, igual a la anchura de la corona del camino secundario y en ningún caso menor que la suma de las anchuras de las calzadas más la anchura de la faja, más 2.50 m, todo referido al camino secundario.

La longitud mínima de 12.00 m. No se aplica a las aberturas para vueltas en "U", las que se analizarán posteriormente.

D) Diseño basado en el radio de control para los vehículos de proyecto, La Figura 50 (11.26) muestra el diseño de abertura mínima, basado en el radio de control de 12.00 m para vuelta izquierda con deflexión de 90°. El arco definido por el radio de control es tangente tanto a la orilla superior de la faja separadora central, como al eje del camino secundario. La longitud de la abertura varía según el ancho de la faja separadora, como se muestra en la tabla de la figura.

El radio de 12.00 m permite a los vehículos DE-335 realizar vueltas algo mayores que la mínima, cuya verdadera trayectoria no se muestra, pero puede verse en la Figura 50 (11.26). En la Figura 51 (11.27) se indican las trayectorias de los vehículos DE-610, de-1220 y DE-1525 al realizar la vuelta izquierda, tanto de salida como de entrada a la carretera dividida, mostrando que aun estos grandes vehiculos pueden dar vuelta en una intersección proyectada para automóviles. Sólo se muestran las trayectorias de la rueda trasera interna y la del vuelo delantero. Se hallan representadas partiendo en posición paralela a la orilla de la faja separadora central o al eje del camino secundario al inicio de la vuelta, indicando una curva amplia seguida de otra inversa, al término de la vuelta. Los conductores de vehiculos grandes que realicen vueltas izquierdas cerradas, podrán girar a la derecha antes de dar vuelta a la izquierda, Se ilustra la trayectoria del movimiento paralelo al inicio de la vuelta, porque representa la máxima invasión.

1. Diseño para vehículos DE-335. En el diseño que se ilustra en la Figura 51 (11.27), la trayectoria del vehículo DE-1220 al dar vuelta desde el camino dividido, se sala aproximadamente 0.90 m de la orilla de la calzada del camino secundario de dos carriles de 3.65 cada uno. La trayectoria del vehículo DE-1525 se desplaza cerca de 34.00 m. Esta invasión puede afectar a la vuelta derecha, localizada diagonalmente opuesta a la iniciación del movimiento de vuelta izquierda. En caminos secundarios anchos, estos desplazamiento tienen lugar dentro de la abertura de la faja separadora y la invasión no se extiende más allá del área correspondiente a la vuelta derecha.

En los caminos secundarios de dos carriles, los desplazamientos invaden el remate de la faja separadora cuando ésta es ancha y tiene la longitud de la abertura mínima. La mayoría de los conductores pueden pasar a través de estas aberturas, sin salirse del área pavimentada, comenzando la vuelta un metro más hacia la derecha sobre la carretera dividida. Este procedimiento, aunque se lleva a cabo con gran frecuencia, es peligroso y debe evitarse siempre que sea posible usando dimensiones mayores.

Para las vueltas hacia la carretera dividida, las trayectorias muestran diversas invasiones al carril exterior. El vehículo DE-610 invade 0.30 m, el DE-1220 invade 1.50 m y el DE-1525 cerca de 3.10 m del carril exterior de la carretera dividida.

Esto puede aminorarse si el conductor desvía su vehículo hacia la derecha, antes de iniciar la vuelta izquierda cuando dispone del espacio suficiente para ello. Este espacio depende del ancho de la faja, de la longitud de la abertura y de la posible isleta para canalizar las vueltas a la derecha.

2. Diseño para vehículos DE-610. En La Figura 52 (11.28) se muestra el diseño de abertura mínima para una vuelta izquierda con deflexión de 90° , basado en el radio de control de 15.00 m. El principio fundamental de su desarrollo, o sea los remates de la faja separadora y las trayectorias, son semejantes a los de la figura anterior.

Como se indica en la Figura 50 (11.26), un radio de 15.00 m resulta adecuado para los vehículos DE-610. En la Figura 52 (11.28) se muestran las trayectorias seguidas por los vehículos DE-1220, DE-1525, al efectuar la vuelta izquierda tanto de salida como de entrada, a la carretera dividida, mostrando la forma en que estos vehículos dan la vuelta en un diseño para vehículos DE-610. En vehículos DE-1220 cuando gira directamente a la izquierda hacia la carretera dividida, suele invadir el carril adyacente cerca de 0.90 m, pero esto puede reducirse o evitarse girando hacia la derecha sobre el camino secundario, al iniciar la vuelta. El DE-1525, se desplaza aproximadamente 1.20 m fuera del camino secundario de dos carriles de 3.65 m cada uno al dar vuelta desde la carretera dividida, desplazamiento que puede igualmente reducirse efectuando un amplio giro al principio de la vuelta. Al girar hacia la carretera dividida, invadirá aproximadamente 2.00 m del carril adyacente, lo que también podrá reducirse, pero no eliminarse, realizando un amplio giro al inicio de la vuelta, para ello será necesario que la longitud de la abertura sea mayor de 12.00 m.

3. Diseño para vehículos DE-1220 y DE-1525. La Figura 43 (11.19) muestra el diseño para la abertura mínima en la faja separadora central, para curva izquierda con deflexión de 90° basado en el radio de control de 23.00 m que según se indica en la Figura 50 (12.26), es el apropiado para los vehículos DE-1220. La trayectoria mínima del vehículo DE-1525 que aparece en la Figura 53 (11.29), muestra como se comporta este vehículo al dar la vuelta.

En la vuelta a la izquierda, desde el camino secundario los vehículos, DE-1525 invadirán el carril adyacente de la carretera dividida, aproximadamente en 0.60 m, pudiéndose evitar esta invasión girando a la derecha al iniciar la vuelta.

4. Efecto del esviajamiento. Es un cruce esviajado, es necesario usar el radio de control para localizar el punto de tangencia por la orilla de la faja separadora, punto (1) de la Figura 54 (11.30), cuyo arco equivale a la trayectoria mínima para vehículos dando vuelta con deflexión distinta de 90° .

Existen varias alternativas de proyecto para el remate de la faja separadora cuya elección depende del ángulo de esviajamiento, del ancho de la faja y del radio de control.

Los remates semicirculares de la faja separadora central, marcados con A en la figura, conducen a aberturas muy amplias y a escasa canalización.

El proyecto simétrico del remate en forma de punta de bala B, cuyos lados circulares se hallan determinados por los radios de control, tangentes en los puntos (1) y (2), tiene asimismo menos canalización para los vehículos que dan vuelta con deflexión menor de 90° , partiendo de la carretera dividida.

El remate asimétrico en forma de punta de bala C, con radio R y R_2 , proporciona un control más efectivo, en menor área de calzada que los anteriores. Tanto la orilla de la faja separadora, punto (2), como el eje del camino secundario, son tangentes a la curva descrita por el radio R_2 , el cual es mayor que el R . En este diseño el remate se halla desplazado del eje de la faja, pero está correctamente ubicado respecto de ambas trayectorias de vuelta izquierda.

Puede también diseñarse un remate asimétrico en punta de bala D, usando el radio de control R para ambas vueltas, con los puntos de tangencia sobre las orillas de la faja separadora, punto (1) y (3). Debido a su forma asimétrica este remate no se considera aconsejable. Además la longitud de abertura que proporciona es generalmente insuficiente.

Tratándose de fajas separadoras anchas con fuerte esviajamiento, en los diseños B, C y D, deberá proyectarse el remate en forma de punta de bala truncada, paralelamente al camino secundario, con el fin de lograr la longitud de abertura conveniente L_a , tal como se muestra en la parte inferior izquierda C-E, de la Figura 54 (11.30).

La tabla 29 (11-D) muestra los valores de la longitud de la abertura en la faja separadora central, medida perpendicularmente al camino transversal para los diseños del remate en forma semicircular, punta de bala simétrica y asimétrica, los valores del radio R_2 para el diseño C, cuando el radio de control R es igual a 15.00 m, para determinados ángulos de esviajamiento y diferentes anchuras de faja separadora.

En la Figura 55 (11.31) se muestran las fórmulas para calcular la longitud de la abertura para cualquier ángulo de esviaje.

En general, es preferible el remate asimétrico en forma de punta de bala C Donde el remate B no resulte notablemente diferente, debe preferirse por los aspectos prácticos de simetría que presenta.

A) Diseños mayores que el mínimo para vuelta a la izquierda. Cuando en una intersección el volumen de tránsito y la velocidad son altos, teniendo además movimientos de vuelta izquierda importantes, deben evitarse las interferencias, diseñando aberturas en la faja separadora de dimensiones tales, que permitan a los vehículos dar vuelta sin invadir los carriles adyacentes y con el espacio necesario para lograr la protección del vehículo mientras da la vuelta, o se detiene. Para este caso puede utilizarse el patrón general para el diseño mínimo, aumentando sus dimensiones. Dependiendo del ancho de la faja separadora central, del ancho del camino secundario y del tamaño del vehículo de proyecto que deba utilizarse, se pueden considerar una variedad de dimensiones en las aberturas; aquí se presenta el caso más general:

Remate en forma de punta de bala. En los diseños mayores que el mínimo, la modificación más importante es el aumento en el radio de control. Cuando se diseña para semi-remolques que realizan una vuelta de 90° a baja velocidad, se puede evitar la invasión que se tiene para radios de 23.00 m empleando un radio de 26.00 m para vehículos DE-1220 y de 29.00 m para los DE-1525. Los diseños con radios iguales o mayores que éstos permitirían la maniobra de la vuelta a velocidades superiores a las permitidas con radios de control mínimos. Para radios de control mayores, las ventajas del remate en forma de punta de bala sobre el semicircular se acentúan ya que, el control sobre el vehículo y la apariencia del remate mejoran, además de que el área pavimentada es menor.

En la Figura 56 (11.32) se muestra un diseño para la abertura de la faja separadora central con remates en forma de punta de bala y radios de control mayores que al mínimo. R es el radio para la parte más cerrada de la curva; R_1 , define la curva de la orilla del remate y R_2 es el radio de la punta del remate. Para una longitud suficiente de R_1 , se garantiza una velocidad de vuelta aceptable para los vehículos que van dejando la carretera principal y el área, dentro de la orilla interior del carril de tránsito directo, entre los puntos (1) y (2) puede aprovecharse para efectuar los cambios de velocidad necesarios, así como para protección de los vehículos que dan vuelta. El radio R_1 puede variar entre 25.00 y 125.00 m. Los valores tabulados muestran que 25.00 m, 50.00 m y 75.00 m son los radios mínimos establecidos para velocidades de vuelta de 30, 40 y 50 km/h, respectivamente. El radio R_2 puede variar considerablemente, pero para una mejor proporción y apariencia, se recomienda que sea igual al quinto de la anchura de la faja separadora central. El radio R es tangente al eje del camino secundario, o a la orilla de la faja separadora cuando éste la tenga. Los Radios R y R_1 , forman una curva de dos centros que se adapta a la trayectoria de la vuelta izquierda. R no debe ser menor que el radio de control mínimo para el vehículo de

proyecto, o éstos no podrán voltear de o hacia el carril que desean, aun a baja velocidad.

La longitud de la abertura de la faja separadora central se rige por los radios. Para fajas con anchos mayores de 9.00 m, sobre carreteras que cruzan un camino secundario de cuatro o más carriles, el radio de control R , generalmente necesitará ser mayor de 15.00 m, o la abertura resultará demasiado ancha. En tal caso, el proyectista puede seleccionar la longitud de la abertura, entre 15 y 18 m y usar dicha dimensión para localizar el centro correspondiente a R_2 . Entonces R es una dimensión comprobatoria de la efectividad del proyecto. Los valores tabulados en la Figura 56 (11.32) muestran las longitudes resultantes para la abertura, de acuerdo con las anchuras de la faja separadora central. La dimensión b se incluye como un control general del diseño y para establecer una comparación con otros que excedan al mínimo.

El diseño de la abertura de la faja separadora central de la Figura 56 (11.32), no proporciona un área de protección dentro de los límites del ancho de la faja. Los diseños en los que R_1 sea igual o mayor a 30.00 m proporcionan un espacio para que por lo menos un automóvil se detenga en el área que quede libre, protegido de las demás corrientes de tránsito. En fajas separadoras centrales con anchos mayores de 9.00 m, dichos radios proporcionan suficiente espacio aun para vehículos más grandes.

F) Diseños para movimientos de cruce. La anchura de la faja separadora central, más que por las intersecciones, es determinada por las condiciones generales a lo largo de la carretera dividida. La abertura de una faja separadora de ancho conocido, se selecciona dándole la forma específica y la longitud necesaria para coordinar el uso que los distintos tipos de vehículos hacen de la intersección, con la importancia relativa de los movimientos de cruces y de vuela.

Tabla 29 efecto del esviajamiento en el diseño mínimo para aberturas en la faja separadora, cuando el radio de control es igual a 15.00 m

α de esviaje, en α°	Ancho de la faja separadora central, en metros	longitud de la abertura de la faja separadora central, medida perpendicularmente al camino transversal, en metros			r_2 para el diseño c, en metros
		Semicircular a	remate en forma de punta de bala		
			Simétrica b	Asimétrica c	
0°	1.20	28.80	28.80	28.80	15.00
	2.50	27.50	20.24	20.24	15.00
	5.00	25.00	14.50	14.50	15.00
	10.00	20.00	12min	12min	15.00
	15.00	15.00	12min	12min	15.00
	20.00	10.00	12min	12min	15.00
10°	1.20	33.80	33.80	33.80	21.05
	2.50	32.27	25.15	22.25	20.78
	5.00	29.34	19.06	17.86	20.25
	10.00	23.47	12min	12min	19.20
	15.00	17.60	12min	12min	18.15
	20.00	11.74	12min	12min	17.10
20°	1.20	38.65	38.65	38.65	29.97
	2.50	36.91	30.17	28.59	29.29
	5.00	33.55	23.91	21.53	28.00
	10.00	26.84	16.17	12.75	25.00
	15.00	20.13	12min	12min	22.80
	20.00	13.42	12min	12min	20.20
30°	1.20	43.16	43.16	43.16	43.80
	2.50	41.18	35.14	33.21	42.50
	5.00	37.35	28.92	25.46	40.00
	10.00	29.70	20.85	15.64	35.00
	15.00	22.05	15.01	12 min	30.00
	20.00	14.40	12 min	12 min	25.00
40°	1.20	47.31	47.31	47.31	66.82
	2.50	45.18	39.92	36.93	64.48
	5.00	41.07	33.91	29.59	59.99
	10.00	32.86	25.78	18.89	50.99
	15.00	24.64	19.61	12 min	41.99
	20.00	16.43	14.54	12 min	32.99

anchura M de la faja separadora, en m	dimensiones en metros					
	r ₁ = 25		r ₁ = 50		r ₁ = 75	
	l	b	l	b	l	b
5	18.26	18.48	21.12	23.60	22.39	27.01
6	17.07	18.82	20.17	24.42	21.54	28.17
7	15.93	19.14	19.29	25.18	20.75	29.23
8	14.98	19.41	18.47	25.88	20.00	30.23
9	14.04	19.68	17.69	26.55	19.29	31.15
10	13.16	19.94	17.06	27.18	18.62	32.02
11	12.33	20.18	16.25	27.78	17.98	32.86
12	12.00	20.41	15.58	28.36	17.36	33.66
13			14.95	28.90	16.77	34.42
14			14.34	29.43	16.20	35.16
15			13.76	29.93	15.65	35.88
16			13.19	30.44	15.12	36.56
17			12.64	30.92	14.60	37.23
18			12.13	31.39	14.10	37.89
19			12.00	31.84	13.62	38.52
20					13.15	39.13
21					12.69	39.74
22					12.25	40.33
23					12.00	40.91

En algunos casos, la anchura de la faja separadora central, así como la de sus aberturas, deben estar determinadas por el tránsito que cruza. Estos casos son los de las intersecciones sin dispositivos de control, en donde existen volúmenes de tránsito importantes en la carretera dividida, que hacen casi imposible el cruzamiento seguro en una sola operación. Cuando el tránsito que cruza es importante, debe proporcionarse una anchura suficiente de la faja separadora para permitir cuando menos, que un vehículo se detenga en el área de la abertura, protegido del tránsito directo. La longitud del vehículo de proyecto que se use para representar al tránsito que cruza, constituyendo la dimensión de control. En ancho de la faja separadora debe ser igual o cuando sea factible, mayor que esta longitud.

Si se considera que el vehículo DE-610 se ha seleccionado para determinar la anchura de la faja separadora y un vehículo DE-1220 permanece dentro del área de protección, tendrá que invadir uno o ambos carriles de alta velocidad de la carretera dividida. El peligro que representa el detenerse en este sitio, se reduce cuando el conductor que va a cruzar la carretera dividida, dispone de suficiente distancia de visibilidad, que le permita realizar el cruce en una sola operación.

G) Diseño para vueltas en U En algunas carreteras divididas con faja separadora central se requiere aberturas en ésta para acomodar los vehículos que

sólo dan vuelta en U, adicionalmente a las aberturas proyectadas para movimientos de cruce y de vuelta izquierda. Los lugares en donde pueden ubicarse las aberturas para vueltas en U, son las siguientes:

Después de intersecciones a nivel o de algunas intersecciones a desnivel, a fin de permitir a los conductores regresar a ella por haber equivocado la ruta al no estar familiarizados con la intersección.

Poco después de una intersección con el fin de facilitar los movimientos de vuelta poco frecuentes, cuando el área principal de la intersección, se reserva para los movimientos de vuelta importantes.

Poco antes de una intersección, en la que el tránsito directo y otros movimientos se verían afectados por las vueltas en "U", sobre todo cuando la faja separadora central de la carretera tenga pocas aberturas y obligue a efectuar recorridos más largos para llegar a las áreas adyacentes.

En intersecciones donde el tránsito del camino secundario no le está permitido cruzar directamente la carretera dividida y para realizarlo requiere voltear a la derecha incorporándose al tránsito del camino principal; entrecruzarse, efectuar el retorno, volver a entrecruzarse y dar vuelta a la derecha para completar su maniobra de cruce. En carreteras de altas velocidades o fuertes volúmenes de tránsito, las dificultades que se presentan y las grandes longitudes requeridas para entrecruzarse sin riesgo, hacen que este tipo de diseño resulte inconveniente, a menos que los volúmenes del camino secundario sean escasos y la faja separadora central tenga un ancho adecuado.

Donde las aberturas espaciadas regularmente faciliten las operaciones de conservación, vigilancia y servicio de reparación de vehículos. Para estos fines pueden ser necesarias tanto en carreteras de acceso controlados como en las divididas que atraviesan áreas no desarrolladas.

En carreteras divididas, donde las aberturas de la faja separadora central estén destinadas a servir a las propiedades adyacentes.

En la mayoría de los casos es suficiente un espaciamiento entre 400 y 800 m, el cual no es necesario mantenerlo uniforme, debido a las variaciones del terreno y a los requerimientos de las propiedades colindantes.

1. Diseños mínimos. Las aberturas de la faja separadora central para vueltas en U, deben permitir que éstas se realicen en una sola maniobra. Los diseños mínimos se rigen directamente por las trayectorias mínimas de cada uno de los vehículos de proyecto que dan vuelta en U. De preferencia, todo vehículo debe estar en posibilidad de iniciar y terminar la vuelta en U sobre los carriles interiores adyacentes a la faja que esto requiere lo hace impracticable en muchas carreteras y debe considerarse vueltas divididas. En casos extremos, puede ser

necesario considerar vueltas en U que se inicien o terminen en los acotamientos, para que puedan realizarlas ocasionalmente camiones y semi remolques.

En la Figura 57 (11.33) se muestran las vueltas en U y los anchos de la faja separadora central necesarios para acomodarlas. Se ha supuesto que los carriles para el tránsito principal miden 3.65 m de ancho y que la rueda interna trasera del vehículo de proyecto se halla a 0.60 m de la orilla interior del carril indicado en los extremos de la vuelta. Cuando la vuelta se hace hacia o desde el acotamiento, se supone que la rueda interna trasera del vehículo de proyecto se encuentra al principio y al final de la vuelta, sobre la orilla exterior de la calzada del tránsito principal de 7.30 m de ancho.

La anchura de la faja separadora central necesaria para el vehículo DE-1525 ES 3.00 m mayor que el requerido por el DE-1220. La anchura indispensable para los vehículos DE-610 es aproximadamente la semisuma de los anteriores.

Al realizar una vuelta en U, el conductor puede detenerse o no sobre la abertura de la faja separadora central, pero cuando lo haga, su vehículo deberá quedar preferentemente fuera de los carriles del tránsito principal. La comparación de las longitudes de los vehículos de proyecto, indicados en la parte superior de la Figura 57 (11.33) con los anchos de las fajas separadoras dados para acomodar las vueltas en U, muestra cuáles proporcionarán protección en el área de la abertura. Un ancho de 18.00 m de la faja separadora central proporciona protección para casi todos los vehículos.

Las curvas compuestas que forman el remate con forma de punta de bala y que se ajustan a todas las aberturas para vuelta en U y a todo tipo de vehículos, son los siguientes:

Anchura de la faja separadora Central, en m	Radios de las curvas compuestas, en m
9.00 o menos	15.00 – 0.2 – 15.00
9.00 a 18.00	23.00 – 0.2 – 23.00
18.00 a 24.00	36.00 – 0.2 – 36.00

Para fajas separadoras centrales de ciertos anchos, el remate en forma de punta de bala tiene considerables ventajas sobre el diseño semicircular, por lo que se refiere a facilitar la trayectoria de los vehículos que realizan la vuelta en U. Para camiones, cuando el ancho de la faja es menor de 12.00 m y para automóviles, cuando es menor de 5.00 m, carece de importancia que tipo de diseño se aplica, ya que la vuelta en U debe iniciarse a cierta distancia de la orilla de la faja. Cuando las fajas son más anchas, los conductores pueden iniciar la vuelta desde el carril adyacente a la faja, además cuentan con la ayuda del ahusamiento en su remate y son inducidos a seguir la orilla en vez de invadir el carril del tránsito directo ya que las vueltas en U se proyectan principalmente para dar servicio a automóviles, el

remate en forma de punta de bala deberá aplicarse a todas las aberturas para vueltas en U con fajas separadoras centrales de un ancho mayor a 5.00 m.

Figura 11.33 Diseños mínimos para vueltas en "u"

tipo de maniobra		Anchura, m, mínima de la faja separadora central, en metros. Para vehículos de proyecto			
		DE335	DE610	DE1220	DE1525
		longitud del vehículo de proyecto			
		5.50 m	9.15 m	15.25 m	16.80 m
de carril interior a carril interior		10.00	20.00	18.00	21.00
de carril interior a carril exterior		6.00	16.00	15.00	18.00
de carril interior al acotamiento		3.00	13.00	12.00	15.00
de carril exterior a carril exterior		2.50	12.00	11.00	14.00
de carril exterior al acotamiento		0	9.00	8.00	11.00
de acotamiento a acotamiento		0	6.00	5.00	8.00

La longitud mínima necesaria de una abertura para dar servicio a los Diversos tipos de vehículos, es aproximadamente de 9.00 m excepto para automóviles, que requieren únicamente 6.00 m. En la mayoría de los casos deberá preferirse el remate en forma de punta de bala sobre el semicírculo, porque en las fajas separadoras anchas el diseño semicircular ocasiona una mayor longitud de abertura.

Los proyectos que han dado mejor resultado para la orilla exterior, en las vueltas en U de un solo sentido, se hallan indicados por las líneas discontinuas que aparecen a la izquierda de la Figura 57 (11.33).

El servicio que proporcionan las aberturas para retornos realizados de acuerdo con el diseño mínimo, pueden sintetizarse como sigue:

Anchura de la faja separadora central, en m	Tipo de maniobras realizables en carreteras divididas de 4 carriles	Vehículo protegido mientras está parado en la abertura
18.00	Casi todos los vehículos pueden realizar la vuelta en U, iniciándola y terminándola sobre los carriles interiores	Todos los de proyecto
12.00	Todo automóvil puede voltear en U, desde y hacia los carriles interiores, algunos camiones inician y terminan la vuelta sobre los carriles exteriores, otros más largos lo hacen con cierta invasión del acotamiento.	DE-335 a DE-610
10.00	Permite la vuelta en U a los automóviles desde y hacia los carriles interiores; los camiones invaden el acotamiento	DE-335 a DE-610
6.00	Permite a los automóviles la vuelta en U del carril interior al exterior; los camiones grandes no pueden hacerlo en una sola operación.	DE-335 a DE-450

2. Diseños especiales para vueltas en U. Cuando en las carreteras divididas con grandes volúmenes de tránsito y altas velocidades, sea necesario proporcionar vueltas en U, los riesgos y la interferencia con el tránsito principal pueden reducirse al mínimo, mediante diseños especiales que permitan a los vehículos iniciar y terminar dichas vueltas en mejores condiciones.

En muchas carreteras divididas, el ancho de la faja separadora central es insuficiente para establecer aberturas convenientes, destinadas a retornos. En estos casos se procede a efectuar un ensanchamiento gradual de la faja hasta obtener la dimensión necesaria para la vuelta en U del vehículo de proyecto seleccionado.

La Figura 58 (11.34) muestra dos diseños especiales para vuelta en U. En el croquis A se aprecia un carril para cambio de velocidad y protección en la faja separadora central, el cual sería utilizado en aquellos casos en que el conductor desea dar la vuelta en U. En el croquis B muestra el caso en que se incluyen carriles auxiliares en las orillas exteriores de las calzadas, que permiten refugiarse a los vehículos cuyos conductores desean dar la vuelta en U, permitiendo que los rebasen otros vehículos mientras esperan el momento oportuno para efectuar la maniobra. La anchura de la faja debe proporcionar la protección necesaria al vehículo de proyecto, independientemente de la forma en que se inicie la maniobra.

Carriles en la faja separadora central

La finalidad del carril en la faja separadora central, es permitir la deceleración y almacenamiento de los vehículos que voltean a la izquierda al salir de un camino dividido, o bien, funciona como un carril de aceleración para los vehículos que hacen una vuelta izquierda para entrar a dicho camino. El caso más común de carriles de salida es la faja separadora central se muestra en la Figura 59 (11.35-A). Estos carriles de deceleración pueden ser parte de una intersección controlada con semáforos, en donde cada uno sirve como carril de almacenamiento y de deceleración, o también pueden usarse en aquellas intersecciones en donde el único control son las señales de alto para el tránsito del camino secundario.

La Figura 59 (11.35-B) se muestra un diseño con carriles de aceleración. Su empleo es poco frecuente, pues sólo se usa en aquellos casos en que exista un gran volumen de tránsito que por medio de vuelta izquierda se incorpore al camino dividido.

En la Figura 59 (11.35-C) se muestra una intersección con ambos tipos de carriles sobre la faja separadora central. Este arreglo hace menos expuestos los remates. Pero tiene la desventaja de permitir al tránsito principal rebases peligrosos.

A) Transición del carril en la faja separadora central. Los carriles sobre la faja separadora se usan tanto para proteger a los vehículos que dan vuelta a la izquierda en aquellos lugares en donde los volúmenes y la velocidad del tránsito principal son altos, como en donde las velocidades son bajas y los cruces de los caminos secundarios son frecuentes.

Como se muestra en la Figura 60 (11.36), la transición deberá tener una longitud suficiente para permitir que los vehículos queden protegidos dentro del carril de la faja separadora central y evitar interferencias con el tránsito directo que usa el resto de la calzada.

La Figura 60 (11.36-A) muestra el caso de transiciones formadas por curvas inversas simétricas, en las que se considera que una longitud de 23 m o más, es la apropiada. Para bajas velocidades la transición (2) funcionará tal y como se desea y probablemente lo hará también la transición (1); en cambio para altas velocidades funcionará mejor la transición (3) que la (2) pero requiere mayor longitud.

Una transición mejor que la anterior se logra con curvas inversas asimétricas, tal como se muestra en la Figura 60 (11.36-B) en las que el radio de la primera curva es el doble que el de la segunda. Para este caso, se considera que una longitud apropiada de la transición es de 28.50 m y su operación será semejante al caso anterior.

El uso de un tramo en tangente entre las curvas, Figura 60 (11.36-C), proporciona una transición más deseable que la de las curvas inversas unidas directamente. El tramo es tangente deberá tener aproximadamente un tercio de la longitud total.

B) Anchura y longitud del carril adicional. Los carriles sobre la faja separadora central, Figura 61 (11.37) y 62 (11.38), deberán tener cuando menos 3.05 m y preferentemente 3.65 m de ancho. Generalmente en el lado izquierdo del carril adicional existe una guarnición en cuyo caso, no es necesario proporcionar un ancho adicional para permitir a los conductores separarse de la guarnición, debido a la baja velocidad y a que los conductores van alerta cuando viajan en un carril auxiliar. Una anchura de 3.65 m es deseable, cuando en la faja central se tiene un guarnición del tipo vertical.

En casos especiales de intersecciones canalizadas controladas con semáforos, se pueden proyectar sobre la faja separadora central dos carriles.

En este caso el ancho adicional deberá oscilar entre 7.50 y 8.25 m, como se muestra en la tabla 33 (11.-H) para el caso III, con alineamiento en tangente y en su caso una ampliación para guarnición vertical entre 0.30 y 0.60 m.

Los carriles sobre la faja separadora central, para movimientos de salida importantes, deberán proyectarse como un carril de cambio de velocidad; también sirven para almacenar vehículos que esperan completar su maniobra de vuelta, por lo que la longitud deberá ser suficiente para almacenar el número de vehículos que se espera arriben durante cualquier intervalo de tiempo, en el cual no pueda realizarse la vuelta izquierda. De preferencia, la longitud de almacenamiento deberá ser una adición a la longitud de cambio de velocidad, pero en ocasiones puede existir un traslape razonable.

Como una guía para el cálculo de la longitud de almacenamiento requerida, puede tomarse un minuto como intervalo de tiempo en que la vuelta izquierda no pueda realizarse. Si se supone que N es el número de vehículos que dan vuelta izquierda en la hora máxima, entonces, el promedio de vehículos que llegan por minuto será $N/60$ y puede considerarse un máximo del doble o sea $N/30$. Ahora bien, si se considera una longitud de 7.50 m para cada vehículo que llega a esperar una vuelta izquierda, se tendrá que la longitud de almacenamiento será.

Vehículo dando vuelta, por hora (N)	30	60	100	200	300
Longitud de almacenamiento requerida, en m	7.50	15.00	25.00	50.00	75.00

En el diseño mínimo de un carril sobre la faja separadora central, para baja velocidad y frecuentes cruces, pueden usarse las longitudes de transición que se muestran en la Figura 60 (11.36), adicionándoles las distancias de almacenamiento, anteriormente citadas. La longitud de estos diseños mínimos no corresponde a la que proporciona un carril para cambio de velocidad, por lo que

se consideran como una forma de diseño del remate de la faja separadora, para proteger la vuelta izquierda de los vehículos.

C) Remates para una faja separadora central reducida. El tratamiento que se le dé a los remates en una abertura de la faja separadora central, cuyo ancho se ha reducido para introducir un carril adicional para vueltas, como se muestra en las Figuras 61 (11.37) y 62 (11.38), depende en gran parte del ancho disponible en la faja ya reducida.

En la mayoría de los casos, la faja separadora central reducida se protege con guarniciones para delinear la orilla del carril y sirva para separar los movimientos opuestos, para proporcionar espacios necesarios para señales, indicadores, postes de iluminación y como refugio de peatones. Las faja reducida debe tener cuando menos un ancho de 1.20 y preferentemente 1.80 m, con el remate en forma semicircular.

En las fajas separadoras centrales con una anchura de 4.85 m o más, el extremo debe desplazarse hacia fuera del carril del tránsito principal de 0.60 a 1.80 m con un ahusamiento gradual, para hacerlo menos vulnerable a los golpes, tal y como se indica en la Figura 61 (11.37-B).

Cuando la faja tiene 5.50 m o más de ancho, Figura 62 (11.38-A), el remate puede tener la forma de punta de bala con las ventajas que se han citado anteriormente. De preferencia, el desplazamiento el extremo debe ser mayor para los carriles de tránsito directo que el correspondiente al carril auxiliar, Figura 62 (11.38-B).

D) Separación entre el carril adicional y el de tránsito directo. Debe definirse una separación entre el carril auxiliar en la faja separadora central y el lado izquierdo del carril del tránsito directo con el fin de dividir los movimientos. La forma más simple consiste en pintar una raya continua entre los carriles, como se muestra en las Figuras 61 (11.37) y 62 (11.38). Puede lograrse una división más efectiva colocando una línea de botones de tránsito. La raya o los botones deberá empezar donde se tiene el ancho total del carril adicional y terminar en el extremo del remate de la faja separadora.

E) Proyectos especiales de vueltas izquierdas. Para los caminos de volúmenes y velocidades altas, es recomendable prohibir las vueltas izquierdas directas desde los carriles del camino principal, particularmente cuando la faja separadora central es angosta. Cuando los vehículos reducen su velocidad sobre el camino principal, se ha observado una alta incidencia de accidentes, ya que el tránsito principal alcanza a los vehículos parados o que han reducido su velocidad para efectuar la vuelta izquierda. En la Figura 63 (11.39) se muestra un diseño que permite las vueltas izquierdas a través de un enlace separado que conecta el camino principal con el secundario que lo cruza. El diseño de este tipo tiene la ventaja de evitar las vueltas izquierdas directas desde el camino principal, permitiendo a los vehículos salir sobre el lado derecho. Los vehículos que van a dar vuelta izquierda, están en posibilidad de cruzar los carriles del camino

principal, con un poco de recorrido extra. A través del uso de este tipo de diseño se ha apreciado una reducción de accidentes en caminos de altos volúmenes de tránsito con cruces a nivel, sobre todo cuando se tienen dispositivos de control de tránsito.

Relaciones velocidad-curvatura

Tal como se indicó en el inciso 11.4.1, los vehículos que dan vuelta en las intersecciones proyectadas con dimensiones mínimas, tienen que circular a bajas velocidades, tal vez menores de 15 km/h. Lo deseable sería proyectar para que los vehículos circularan a velocidades más altas, pero en la mayoría de los casos de intersecciones a nivel, por seguridad y economía es necesario proyectar para velocidades bajas. Las velocidades para las cuales deben proyectarse las curvas de una intersección, dependen en gran parte, de las velocidades de los vehículos en los caminos que se interceptan, del tipo de la intersección, de los volúmenes del tránsito directo y del que da vuelta. Generalmente, una velocidad deseable en las curvas de la intersección, es la velocidad de marcha que llevan los vehículos en los caminos que se interceptan. Los enlaces proyectados con esta velocidad presentan pocos obstáculos a la fluidez del tránsito y pueden justificarse en algunas intersecciones para vueltas en que no existen conflictos con peatones o con vehículos de otra corriente de tránsito.

Las curvas en las intersecciones no deben ser consideradas de la misma categoría que las de un camino abierto, pues los conductores en una intersección, aceptan mayores coeficientes de fricción lateral que los que tendrían en camino abierto, por darse cuenta de las condiciones críticas del lugar.

A) Radios mínimos para curvas en intersecciones. En la Figura 64 (11.40) están indicados los resultados de los estudios efectuados acerca de las relaciones velocidad-curvatura. Para el análisis de estos datos, se supone que el 95 percentil de la velocidad del tránsito, representa aproximadamente la velocidad de proyecto, la cual corresponde generalmente a la velocidad adoptada por el grupo de conductores que viaja más rápido. En la Figura se indican los coeficientes de la fricción lateral tomando en cuenta la sobreelevación, obtenidos en treinta y cuatro curvas distintas. Como resultado de estos estudios se obtuvo una curva representativa de los muestreos realizados que indica la relación entre la velocidad de proyecto y los coeficientes de fricción lateral. Esta curva tiene la particularidad de que a velocidades de 70 km/h se hizo coincidir con los valores empleados en camino abierto y están mostrados con línea interrumpida en la parte superior izquierda de la figura. Si se considera el valor antes citado como límite para altas velocidades y el coeficiente de 0.5 como límite para bajas velocidades se habrá determinado la curva que relaciona la velocidad de proyecto con los coeficientes de fricción lateral en las intersecciones.

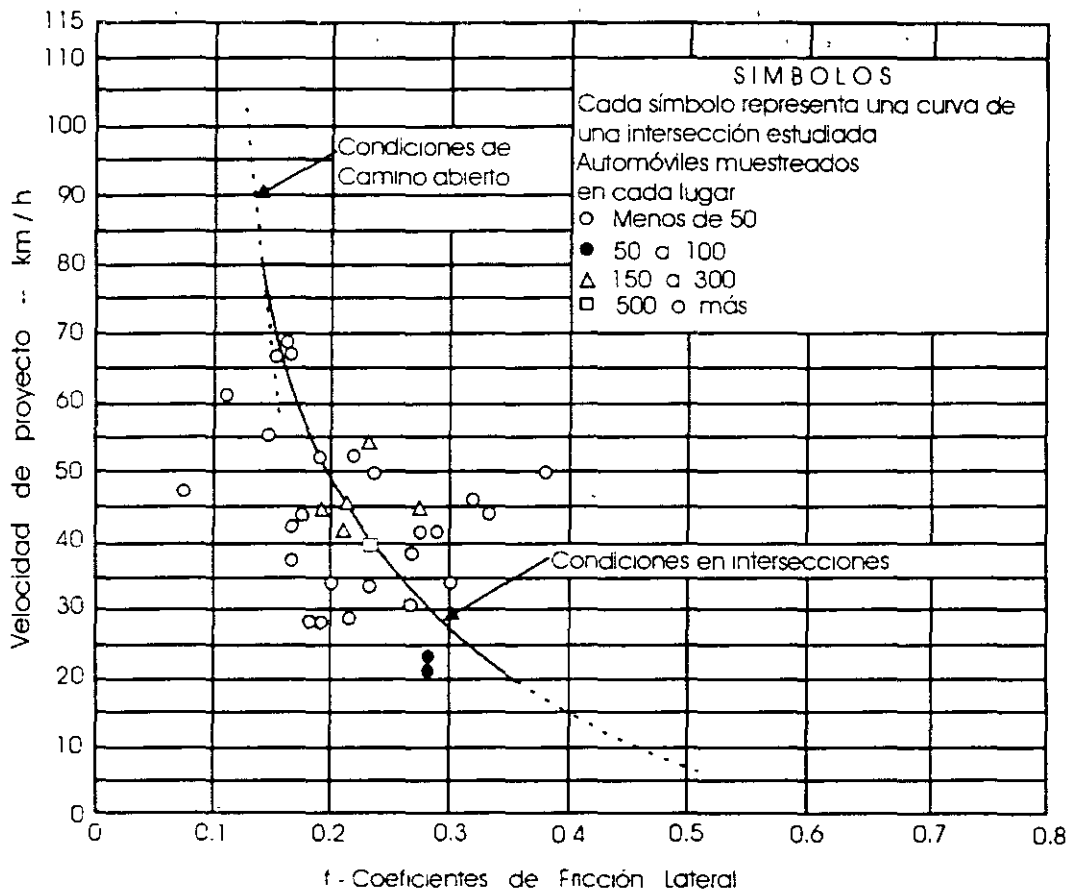


FIGURA 64 RELACION ENTRE VELOCIDAD DE PROYECTO Y COEFICIENTE DE FRICCIÓN LATERAL EN INTERSECCIONES

Con esta relación establecida y suponiendo la sobreelevación que puede tener la curva, se calcula el radio mínimo para varias velocidades de proyecto. Obviamente a diferentes sobreelevaciones corresponden radios diferentes, para una velocidad de proyecto y coeficientes de fricción lateral dados. Para el proyecto de una curva en una intersección es deseable establecer un radio mínimo para cada velocidad de proyecto. Esta se logra suponiendo igualmente una sobreelevación mínima en cada caso. Si se proporciona una sobreelevación mayor que la mínima, los conductores podrán manejar en las curvas más rápido o bien más confortablemente, debido a la fricción lateral menor.

La sobreelevación mínima que se toma para propósitos del cálculo, varía desde 0.08 para una velocidad de 25 km/h, hasta 0.04 para una velocidad de 60 km/h. Empleando estos valores y los coeficientes de fricción lateral de la Figura 64 (11.40), se calculan los radios mínimos para curvas en intersecciones, operando los vehículos a la velocidad de proyecto. Estos valores se muestran en la tabla 30.

Los radios mínimos recomendados en la tabla 30, deben usarse para el diseño de la orilla interna de la curva y no para el centro de la trayectoria del vehículo o el eje de la vía.

Los radios mínimos de la tabla 30, están representados por la línea continua más gruesa a la izquierda de la Figura 61 (11.41). La línea continua más delgada en la parte superior derecha, muestra la relación entre la velocidad de proyecto y el radio mínimo en camino abierto, empleando los valores de sobreelevación mostrados en la parte superior izquierda. La unión de las líneas gruesa y delgada, indica que en las curvas de intersecciones se alcanzan las condiciones de camino abierto, cuando la curvatura es tan suave que permite velocidades entre 60 y 80 km/h.

Además de la velocidad de proyecto, se usa la velocidad de marcha en la consideración de ciertos elementos de proyecto de la intersección. Los puntos indicados con cruces en la Figura 61 (11.41), son velocidades observadas en las mismas curvas de las intersecciones citadas anteriormente. La línea interrumpida con guiones largos, obtenida de esos estudios, representa la velocidad de marcha en las curvas de las intersecciones. Esta curva cruza la línea interrumpida de guiones cortos, la cual indica la velocidad de marcha para camino abierto.

Curvas de transición

Los vehículos dan vuelta en las intersecciones lo hacen siguiendo trayectorias de transición en la misma forma que lo hacen en las curvas de camino abierto. Si no se proyectan las curvas adecuadamente, los conductores pueden desviarse de su trayectoria e invadir el carril adyacente o el acotamiento. Las curvas de transición que mejor se ajustan a las trayectorias naturales son las curvas espirales, las cuales se proyectan entre una tangente y un arco circular, o bien entre dos arcos circulares de radios distintos. También pueden utilizarse curvas circulares compuestas ajustadas a las trayectorias de transición. los tramos en transición se aprovechan para hacer el cambio de la sección transversal normal a la sección transversal sobreelevada.

Tabla 30 Radios mínimos para curvas en intersecciones

Velocidad de proyecto, en km/h	25	30	40	50	60	70
Coefficiente de fricción lateral (μ)	0.32	0.27	0.23	0.20	0.17	0.15
Sobreelevación (s)	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10
Total $s + \mu$	0.32	0.29	0.27	0.26	0.25	0.25
Radio mínimo calculado, en metros	15.33	24.36	46.52	75.48	113.40	153.86
Valores para proyecto						
Radio mínimo, metros	15	24	47	75	113	154
G° máximo de curvatura	—	48	24	15	10	8

Nota: para velocidades de proyecto de 70 km / m a mayores, úsense valores para condiciones de camino abierto.

Fórmula empleada:

$$s + \mu = 0.00785$$

A) Longitud de la espiral de transición. La longitud de la espiral en intersecciones se determina de la misma manera que en las curvas de camino abierto. En las intersecciones, la longitud e las espirales pueden ser menores debido a que los conductores aceptan cambios más rápidos en la dirección del viaje. Es decir, que la aceleración centrípeta C, en curvas de intersecciones, puede ser mayor que en las curvas de camino abierto en las cuales se aceptan valores que varían entre 0.30 y 0.90 m / seg³. En curvas de intersecciones, se supone que C varía desde 0.75 m/seg³ para 80 km/h hasta 1.24 m/seg³ para 30 km/h. Aplicando estos valores en la fórmula de Shortt, se obtuvieron las longitudes de espirales para curvas en intersecciones que se indican en la tabla 31. Los valores que se muestran, son para los radios mínimos correspondientes a la velocidad de proyecto.

Tabla 31 Longitudes mínimas de espirales para curvas de intersecciones

Velocidades de proyecto en la curva, en km/h	25	30	40	50	60	70
Radio mínimo, en m	15.0	24.0	47.0	76.0	113.0	154.0
C supuesto, en m/seg ³	1.30	1.25	1.15	1.05	0.95	0.85
Longitud de espiral calculada, en m	17.2	19.3	25.4	33.6	43.1	56.2
Longitud mínima de espiral recomendable, en m	17	19	25	34	43	56
Desplazamiento de la curva circular respecto a la tangente, en m	0.81	0.64	0.57	0.62	0.68	0.85

Nota. Las longitudes de las espirales se determinan de la misma manera que para camino abierto

Las espirales pueden usarse ventajosamente entre dos arcos circulares de radios muy distintos. En este caso la longitud de la espiral puede obtenerse de la tabla 31 usando el radio equivalente a la diferencia de los grados de curvatura de los arcos. Por ejemplo: dos curvas que van a unirse por medio de una espiral, tienen curvaturas de 5 y 14 grados o radios de 229.18 y 81.85 m, respectivamente. La diferencia de grados de curvaturas es de 9, la cual corresponde a un radio de 127.32 m.* Este radio es un valor intermedio entre 113.00 m y 154.00 m de la tabla 31, para el cual resulta, interpolando, una longitud de espiral mínima de 48 m, aproximadamente.

$$* R = \frac{180^\circ \times 20m}{\pi \times G^\circ} = \frac{1145.92}{G^\circ} = 127.32m$$

B) Curvas circulares compuestas Las curvas circulares compuestas son apropiadas para dar la forma que se desea a las curvas en los enlaces de las intersecciones. El uso de curvas compuestas en camino abierto se ha limitado a que la relación de los radios más grandes o los más cortos sea como máximo de 1.5. En las intersecciones, donde los conductores aceptan cambios más rápidos de dirección y velocidad, esta relación puede llegar a ser 2. Una relación máxima deseable es de 1.75. Cuando la relación sea mayor de 2, deberá intercalarse entre las dos curvas una espiral de longitud adecuada o un arco circular de radio intermedio. En los diseños mínimos, en los cuales se ha considerado que la curva de la orilla interna de la calzada se ajusta a la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto, esta recomendación no es válida, puesto que se aceptan para estos casos relaciones más grandes, como se muestra en las Figuras 44 (11.20) a 46 (11.22) y 49 (11.25).

Las curvas compuestas no deben ser muy cortas para no hacer peligrosa su función de permitir la operación de cambio de una tangente o curva suave a una curva forzada.

En una serie de curvas, cuyos radios van disminuyendo y cada curva debe tener la suficiente longitud para permitir al conductor decelerar gradualmente. En las intersecciones se considera razonable una deceleración de 5 km/h por segundo, aunque la deseable es de 3 km/h por segundo. Sobre esta base, en la tabla 32 se indican las longitudes mínimas usando las velocidades de marcha, como se muestra en la Figura 65 (11.41). Las longitudes mínimas están basadas en deceleraciones de 5 km/h por segundo, y las deseables en 3 km/h por segundo. Para este último valor se requiere emplear muy poco los frenos del vehículo, ya que el frenar con el motor equivale a reducciones de 1.6 y 2.2 km/h por segundo, aproximadamente.

Los valores indicados en la tabla anterior se obtuvieron considerando que la trayectoria del viaje es en la dirección de la curva más pronunciada, también son aplicables para las condiciones de aceleración, cuando la dirección del viaje es de la curva forzada a la más suave.

C) Transiciones en los extremos de los enlaces. Una parte importante en el diseño de las intersecciones, es proporcionar un alineamiento adecuado de la orilla de la calzada, en donde los extremos del enlace se separan de o se juntan con las ramas de la intersección.

Tabla 32 Longitud de arcos circulares de una curva compuesta cuando esta seguida de una curva de radio igual a la mitad, o precedida de una curva de radio igual al doble

Radio, m	30	45	60	75	90	120	150 o más
Longitud del arco circular:							
Mínima, m	12	15	18	24	30	36	42
Deseable, m	18	21	27	36	42	54	60

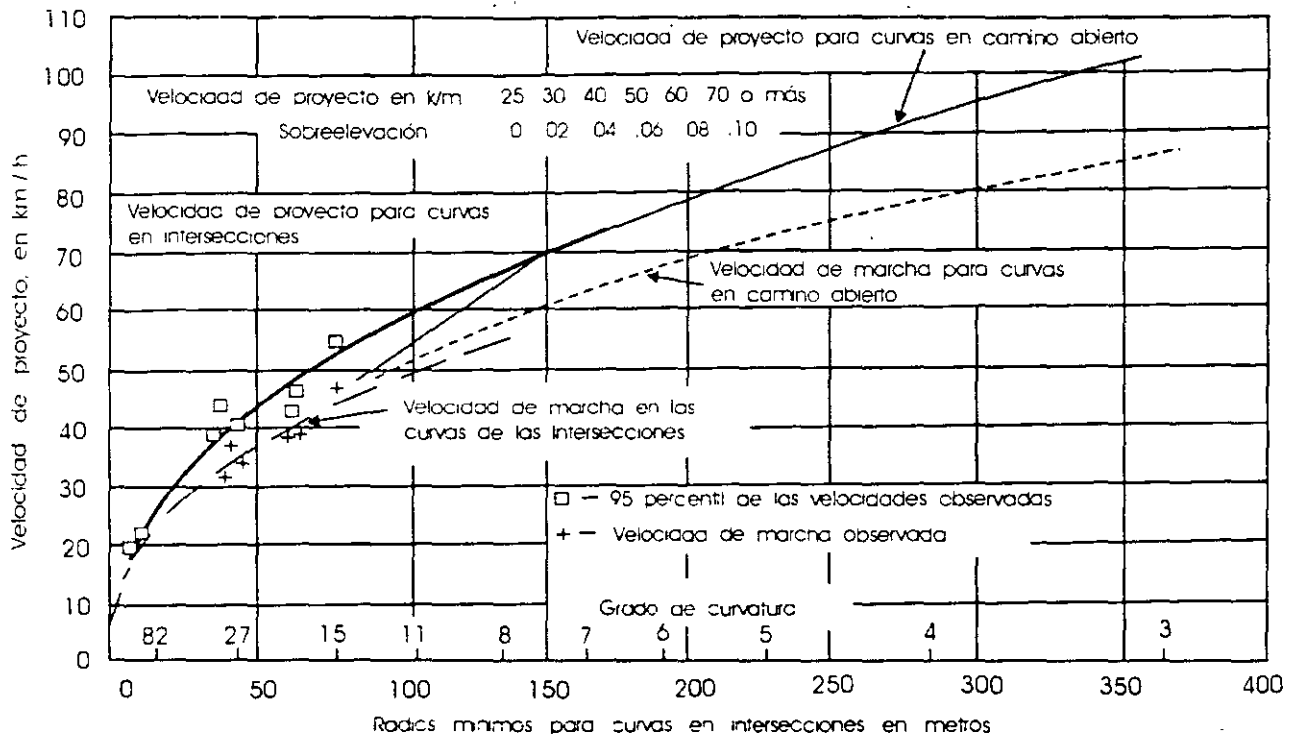


FIGURA 65 RADIOS MÍNIMOS PARA CURVAS EN INTERSECCIONES

La facilidad y la suavidad de la operación resulta cuando la orilla de la calzada se proyecta con curvas de transición de la forma y longitud necesaria para evitar una deceleración brusca de los vehículos antes de entrar al enlace y para permitir el desarrollo de la sobreelevación antes de la curvatura máxima y para que los vehículos puedan seguir su trayectoria natural.

En las Figuras 66 (11.42) y 67 (11.43) se ilustran varias soluciones mediante curvas de transición aplicables al extremo de un enlace proyectado para velocidades de 30 y 50 km/h, respectivamente y que sale de un camino. Conforme se aumenta el desplazamiento (p) de la tangente de la orilla de la calzada del camino a la curva de radio mínimo, se proporcionan progresivamente salidas más suaves y adecuadas. La trayectoria correspondiente a la curva circular simple de la Figura 66 (11.42-A) mejora notablemente, uniendo el extremo de la curva con la orilla de la calzada del camino por medio de una curva espiral de longitud mínima, como se muestra en la Figura 66 (11.42 B).

Sin embargo, esta pequeña espiral no proporciona la longitud necesaria para desarrollar gradualmente la sobreelevación que requiere la curva circular, debido a que la cuña del pavimento adicional, $a - b - c$, es demasiado pequeña. Duplicando la longitud mínima de la espiral, Figura 66 (11.42-C), el desplazamiento (p) aumenta a cerca de 2.50 m, lo cual permite una mejor trayectoria y mayor área $a - b - c - d$ para desarrollar la sobreelevación, se puede obtener resultados análogos aunque no siempre tan satisfactorios, con un arco circular de radio doble del mínimo, Figura 66 (11.42-D).

Todavía se puede obtener un mejor alineamiento empleando una curva compuesta, Figura 66 (11.42-E). En este caso, la curva de 24.00 m de radio es precedida de curvas de 48.00 y 96.00 m de radio, cuyas longitudes son aproximadamente las mínimas indicadas en la tabla 11-G. Este tipo de salida requiere un espacio mayor, debido a que el desplazamiento (p) es mayor de 7.00 m. Este diseño es superior a los ejemplos anteriores porque proporciona un cambio más gradual en la salida, con un espacio para la deceleración del tránsito y una mayor superficie para desarrollar la transición de la sobreelevación. En la Figura 66 (11.42-F) se muestra un tipo similar de salida, mediante una curva circular relativamente suave y una espiral entre esta curva y la de radio mínimo. El radio seleccionado para la curva inicial corresponde a una velocidad de proyecto de 70 km/h, o sea 40 km/h más que la velocidad de la curva mínima de 24.00 m de radio del enlace. Donde principia la espiral, se deberá tener un ancho aproximadamente igual al ancho de un carril.

Las Figuras 66 (11.42-E) y (11.42-F) muestran el tipo de alineamiento que el proyectista deberá seguir en los lugares donde los movimientos de vuelta derecha deben canalizarse. Especialmente cuando el tránsito sea intenso o se necesite acomodar vehículos largos. Cuando no sea factible aplicar estos diseños, deberán usarse alineamientos semejantes a los mostrados en la Figura 66 (11.42-C9). El diseño con un solo arco circular, como el de la Figura 66 (11.42 - A), por regla general debe evitarse. La misma explicación general se aplica a la Figura 67 (11.43), en donde el enlace está proyectado por una velocidad de 50 km/h.

En las Figuras 66 (11.42) y 67 (11.43), se ilustra el extremo de un enlace que se separa de una carretera, pero puede aplicarse diseños semejantes para el extremo que se une al camino, excepto en lo que se refiere a la nariz, la cual para los extremos de entrada no sufre desplazamientos en las orillas de la calzada.

En los diseños de las Figuras 66 (11.42) y 67 (11.43), se supone que una parte o todos los cambios necesarios de velocidad tienen lugar en el carril de tránsito principal. Los croquis mostrados también son aplicables cuando se añade un carril auxiliar paralelo o de cambio de velocidad. Si el carril exterior es de deceleración, la transición en la nariz será como lo muestra la línea punteada en la Figura 66 (11.42-E), haciéndose la unión con la orilla de la calzada del carril de tránsito principal en el punto e .

Una solución alterna en el diseño de los extremos sería utilizar una línea recta en lugar de un arco circular, para unir la orilla del carril del tránsito principal con la curva desplazada de radio mínimo, como se ilustra en la Figura 66 (11.42-F). Esta disposición requiere mayor superficie de pavimento, pero proporciona un cambio de dirección y una deceleración gradual al salir de los carriles del tránsito principal.

Ancho de la calzada en los enlaces

Los anchos de la calzada en los enlaces depende de una serie de factores, entre los cuales están incluidos como principales; el volumen del tránsito y su composición, las características geométricas de los vehículos de proyecto, los grados de curvatura, el tipo de operación que se tendrá en los enlaces y algunas consideraciones con respecto a la distancia entre el vehículo y las orillas de la calzada.

Para fines de proyecto se consideran los siguientes tipos de operación:

- I Operación en un solo sentido con un solo carril y sin prevision para rebase.
- II Operación en un solo sentido con un solo carril y con prevision de rebase a vehiculos estacionados
- III Operación en uno o en dos sentidos de circulación y con dos carriles

Las condiciones anteriores se ilustran en la Figura 68 (11.44).

El caso I puede aplicarse para enlaces relativamente cortos, siempre que los volúmenes de tránsito sean moderados o bajos.

El proyecto para el caso II permite rebasar a los vehiculos estacionados, el espacio aun cuando es restringido permite la circulación, que ha de realizarse a velocidades bajas; se recomienda para volúmenes que no excedan la capacidad de un solo carril

Los anchos del caso III se emplean cuando la operación es en dos sentidos, o cuando el volumen de tránsito es tan intenso que requiere de dos carriles para un solo sentido

En el cálculo de la anchura de la calzada en curva a_c intervienen los siguientes elementos:

- EV = Entrevía (m).
- U = Distancia entre las trayectorias extremas de las ruedas del vehiculo dentro de la curva (m)
- R_G = Radio de giro de la rueda delantera externa (m).
- DE = Distancia entre ejes del vehiculo (m).
- F_A = Proyección del vuelo delantero (m)
- R = Radio de la orilla interna de la calzada (m)
- F_P = Proyección del vuelo trasero (m)
- V = Velocidad de proyecto (km/h)
- C = Distancia libre entre vehiculos (m)
- Z = Ancho adicional por dificultades de maniobra (m)

A continuación se define brevemente cada uno de estos elementos dando en su caso una expresión para obtenerlos.

Entrevía EV es la distancia entre las caras externas de las ruedas traseras. Su valor depende del vehículo de proyecto seleccionado.

El ancho de la rodada en curva U se mide entre la trayectoria de la rueda delantera exterior y la de la rueda trasera interior, entre caras externas de las llantas; su valor depende del vehículo de proyecto seleccionado. Su determinación numérica está basada en la expresión siguiente:

$$U = EV + R_G - \sqrt{R_G^2 - DE^2}$$

La ecuación anterior se aplica únicamente a los vehículos formados por una sola unidad; los valores correspondientes para los semi remolques se obtienen de modelos a escala. Los valores para los diferentes tipos de vehículos y para diferentes radios de giro se muestran en las curvas de la Figura 69 (11.45).

Los valores para el radio de giro mínimo y la distancia entre ejes se obtienen para los diferentes vehículos de proyecto de la tabla A (5-E) mostrada en el Capítulo V referente a Elementos Básicos para el Proyecto.

La proyección del vuelo delantero F_A es la distancia radial entre la cara externa de la rueda delantera exterior y la trayectoria del borde delantero exterior de la carrocería. Sus valores para los diferentes vehículos de proyecto y diferentes radios de giro de la rueda delantera externa, se muestran en las curvas de la Figura 70 (11.46).

La proyección del vuelo trasero F_B es la distancia radial entre la cara externa de la rueda trasera interna y el borde trasero interior de la carrocería. En los automóviles la carrocería es 0.30 m más ancha que la distancia entre cara externa de la rueda trasera, por lo que F_B es igual a 0.15 m. En cambio, en los camiones el ancho de la carrocería es el mismo que la entrevía, de donde $F_B = 0$. Estos valores aparecen en la esquina superior derecha de la Figura 70 (11.46).

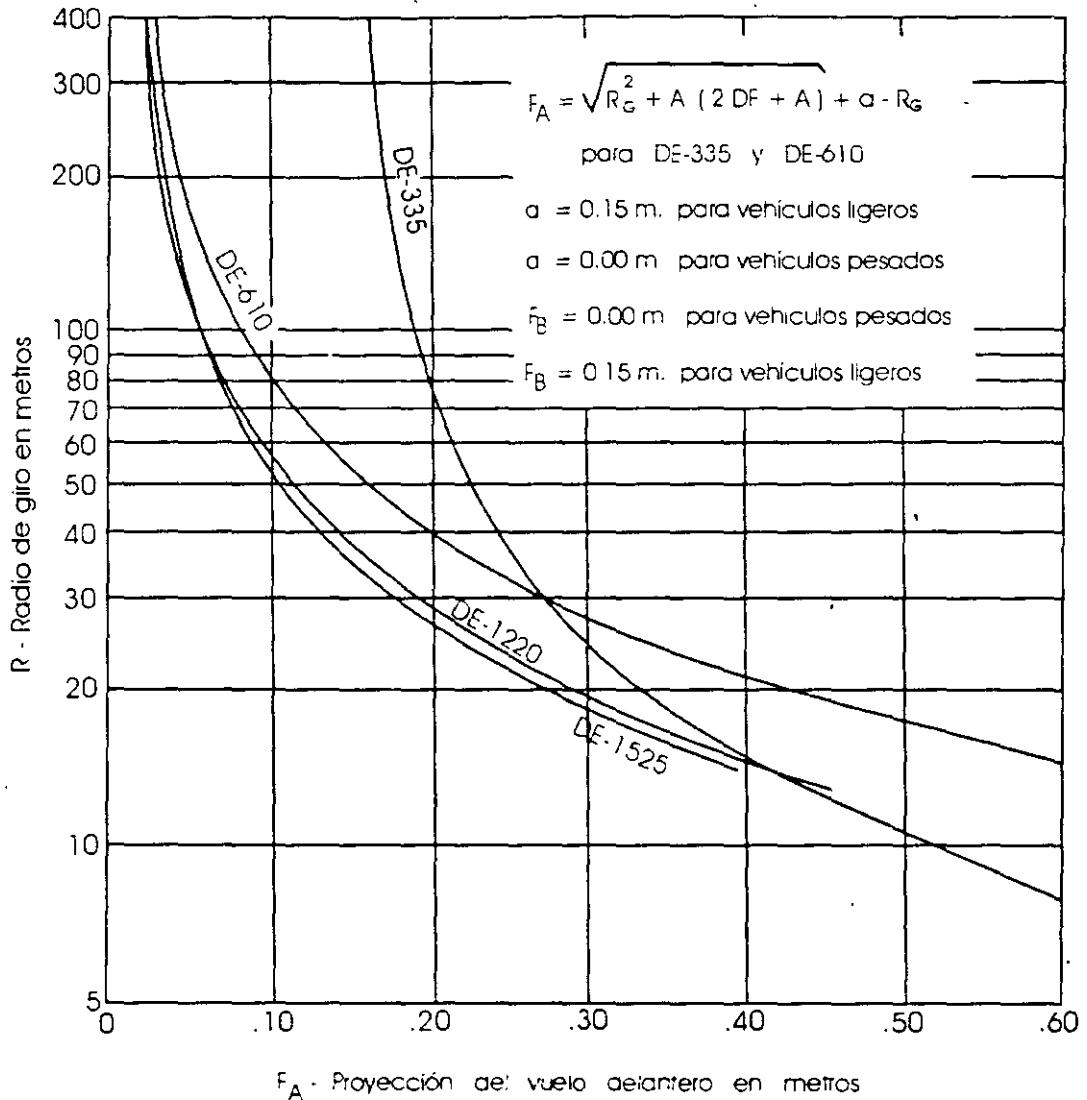


FIGURA 70 PROYECCION DEL VUELO DELANTERO DEL VEHICULO

El ancho adicional por dificultad de maniobra (Z) proporciona una tolerancia para las distintas formas de manejar de los conductores. Se mide radialmente y se aplica en la orilla interior de la calzada conservándose uniforme en toda la curva, Su valor se obtiene a partir de la siguiente expresión empírica.

$$Z = \frac{0.1 \cdot v}{R_G}$$

en donde :

Z = ancho adicional por dificultad de maniobra, en m

R_G = Radio de giro, en m

V = velocidad de proyecto en metros.

Para los valores de V y R empleados usualmente en intersecciones, Z es un valor casi constante de 0.60 m.

La velocidad V y el radio R están ligados entre sí y sus valores de proyecto se trataron en el inciso 11.4.4.

La distancia libre entre vehículos C es la separación entre las carrocerías de los vehículos que se encuentran o rebasan. Su valor para proyecto es igual o mayor de 1.20 m.

Los anchos de calzada para cada uno de los casos de operación se denominan a_c . En la Figura 68 (11.44) se muestran las fórmulas para obtener a_c y los valores de los factores que intervienen, para cada caso de operación. Para el Caso I no se consideran las salientes de la carrocería ni la separación entre vehículos, puesto que no hay rebases ni encuentros. La maniobra de rebase en el caso II en una maniobra ocasional que sucede únicamente cuando algún vehículo debe detenerse por una situación de emergencia; es por ello que se elimina el valor de Z y el valor de C empleado, es la mitad que el utilizado para los casos I y III, o sea 0.60 m. En el proyecto correspondiente al caso III se emplean los valores normales, $Z = 0.60$ m, $C = 1.20$ m y F_A , F_B y U los correspondientes al vehículo o vehículos de proyecto.

Independientemente del tipo de operación para el cual se ha decidido proyectar, de acuerdo con las condiciones esperadas, es necesario conocer el tipo de vehículos que operarán en el enlace antes de determinar el ancho de la calzada. Para fines de proyecto se analizan tres condiciones de tránsito, las cuales se describen a continuación:

Condición de Tránsito A: predominantemente vehículos de proyecto DE-335, pero con algunos camiones DE-610.

Condición de Tránsito B: un número suficiente de vehículos DE-610 como para gobernar el proyecto, pero con algunos semi remolques.

Condición de Tránsito C: suficientes vehículos DE-1220, o DE-1525 para gobernar el proyecto.

Las condiciones de Tránsito A, B y C, están descritas en términos muy generales debido a que usualmente no se dispone de los datos de tránsito de cada tipo de vehículos, que permitan definir con precisión estas condiciones de tránsito en relación con el ancho de la calzada.

Para fines de proyecto se supone un tipo o tipos de vehículos por cada caso de operación en combinación con las diferentes condiciones de tránsito.

Los tipos seleccionados se presentan en la siguiente tabla:

Caso de operación	condiciones de tránsito		
	A	B	C
caso i	DE335	DE 610	DE 1220
caso ii	DE 335 – DE 610	DE 335 – DE 1220	DE 610 – DE 1525
caso iii	DE 610 – DE 1220	DE 1220 – DE 1220	DE 1525 – DE 1525

La combinación de vehículos, por ejemplo DE-335 – DE-610 para el caso II y condición de tránsito B, significa que un vehículo DE-335 puede rebasar a un vehículo DE-610, o viceversa.

El hecho de proyectar para un cierto vehículo, no necesariamente imposibilita el paso de un vehículo de mayores dimensiones, aunque reduce su velocidad de operación y su libertad de maniobra, requiriéndose una mayor habilidad del conductor. En la siguiente tabla se muestran los vehículos más grandes que pueden circular por los enlaces, de acuerdo con los vehículos de proyecto empleados para cada combinación de caso de operación y condición de tránsito mostradas en la tabla anterior:

Caso de operación	Condiciones de tránsito		
	A	B	C
Caso I	DE 1220	DE – 1220	DE1525
Caso II	DE335 – DE610	DE335 – DE1220	DE610 – DE1525
Caso III	DE610 – DE1220	DE1220 – DE1220	DE1525 – DE1525

En la tabla 33 se dan los valores de proyecto para las anchuras de calzada necesarias para cada caso de operación-condición de tránsito. En la parte inferior de la tabla, se incluye una serie de recomendaciones para modificar el ancho de la calzada de acuerdo con el tratamiento lateral que se dé a los enlaces.

La anchura de la calzada se modifica dependiendo de que exista acotamiento así como libertad para circular sobre él. En ocasiones puede llegar a reducirse o aumentarse, tal como se indica en la parte inferior de la tabla 33.

Tabla 33 Ancho de calzada en los enlaces

R Radios de la orilla interna de la calzada, metros	ANCHO DE CALZADA EN METROS								
	CASO I Operación en un sólo sentido, con un sólo carril y sin previsión para el rebase.			CASO II Operación en un sólo sentido, con un sólo carril y sin previsión para el rebase. a vehículos estacionados			CASO II Operación en uno o dos sentidos de circulación y con dos carriles.		
	CONDICION DE TRANSITO								
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15.00	5.50	5.50	7.00	7.00	7.50	8.75	9.50	10.75	12.75
23.00	5.00	5.25	5.75	6.50	7.00	8.25	8.75	10.00	11.25
31.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	7.50	8.50	9.50	10.75
46.00	4.25	5.00	5.25	5.75	6.50	7.25	8.25	9.25	10.00
61.00	4.00	5.00	5.00	5.75	6.50	7.00	8.25	8.75	9.50
91.00	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	9.25
122.00	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	8.75
152.00	3.75	4.50	4.50	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	8.75
Tangente	3.75	4.50	4.50	5.25	5.75	6.50	7.50	8.25	8.25

Modificaciones al ancho de acuerdo con el tratamiento de las orillas de la calzada			
Guarnición achaflanada	NINGUNA	NINGUNA	NINGUNA
Guarnición Vertical un lado	Aumentar 0.30 m	NINGUNA	Aumentar 0.30 m
Dos lados	Aumentar 0.60 m	Aumentar 0.30 m	Aumentar 0.60 m
Acotamiento, en uno o en ambos lados.	NINGUNA	Restar el ancho del acotamiento; ancho mínimo de la calzada el del Caso I	Cuando el acotamiento sea de 1.20 m o mayor, reducir 0.60 m

En algunas intersecciones canalizadas, los enlaces son tan cortos, que su orilla izquierda la constituye la orilla de la isleta direccional, los anchos adicionales, necesarios para el enlace, se tratan en lo referente a isletas.

En las intersecciones de caminos rurales el acotamiento del lado derecho del enlace, generalmente es igual al del camino de acceso a la intersección, aunque en ocasiones puede tener un ancho menor debido a condiciones especiales de la intersección.

Carriles de cambio de velocidad

Se llaman carriles de cambio de velocidad, aquellos que se añaden a la sección normal de una calzada, con el objeto de proporcionar a los vehículos el espacio suficiente para que alcancen la velocidad necesaria y se incorporen a la corriente de tránsito de una vía, o puedan reducir la velocidad cuando desean separarse de la corriente al acercarse a una intersección.

De acuerdo con esta definición, los carriles de cambio de velocidad pueden ser carriles de aceleración y carriles de deceleración.

Los carriles de aceleración, permiten a los vehículos que entran a la vía principal de la intersección, adquirir la velocidad necesaria para incorporarse con seguridad a la corriente de tránsito de la misma, proporcionando la distancia suficiente para realizar dicha operación sin interrumpir la corriente de tránsito principal.

Los carriles de deceleración permiten a los vehículos, que desean salir de una vía, disminuir su velocidad después de haber abandonado la corriente del tránsito principal. No pueden establecerse con precisión los requisitos que justifican el uso de carriles de cambio de velocidad por la cantidad de factores que deben considerarse, entre los principales se citan los siguientes: velocidad, volumen de tránsito, capacidad, tipo de camino y de servicio que debe proporcionarse, disposición y frecuencia de las intersecciones e incidencias de accidentes; sin embargo, de acuerdo con experiencias y observaciones se ha llegado a las siguientes conclusiones con relación a su empleo:

Se requieren carriles de cambio de velocidad en caminos de alta velocidad y de alto volumen de tránsito, en donde es necesario modificar la velocidad de los vehículos que se incorporan o dejan la corriente de tránsito principal.

No todos los conductores usan los carriles de cambio de velocidad de la misma manera y algunos conductores los utilizan poco, pero en general estos carriles son utilizados lo suficiente para mejorar la seguridad y la operación del camino.

El grado de utilización de los carriles de cambio de velocidad varía directamente con el volumen de tránsito; cuando los volúmenes de tránsito son altos la mayoría de los conductores los emplean para ejecutar sus cambios.

Los carriles de deceleración en los accesos de intersecciones a nivel, que también funcionan como carriles de espera o almacenamiento para el tránsito que va a dar vuelta, son especialmente ventajosos y en general la experiencia con ellos ha sido favorable. Estos carriles reducen el peligro de accidentes y aumenta la capacidad de la intersección. Un buen ejemplo de esto son los carriles adyacentes a la faja separadora central, los cuales proporcionan un lugar para los vehículos que esperan una oportunidad para dar vuelta, dejando así el carril o los carriles directos sólo para el tránsito que sigue de frente.

Los carriles de cambio de velocidad pueden tomar diferentes formas, dependiendo del alineamiento del camino, la frecuencia de las intersecciones y las distancias requeridas para efectuar el cambio de velocidad.

Los carriles de deceleración deben proyectarse de tal manera que den al conductor una indicación clara del lugar en donde se separa de la corriente principal, lo que se logra tanto con superficie de pavimento de color contrastante, como con señalamiento e iluminación. En la Figura 71 (11.47) se muestran algunos diseños típicos, de los cuales dos pertenecen a carriles de deceleración.

El croquis 71 (11.47-A) muestra un carril de deceleración, con una zona de transición que tiene por objeto eliminar la parte del carril que no se usa. Este tipo presenta desventaja para los conductores ya que los obliga a maniobrar siguiendo una curva inversa. La mayoría de los conductores, cuando tienen la libertad de escoger sus trayectorias, prefieren usar una trayectoria directa en lugar de una inversa; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es grande, se presenta una tendencia en la mayoría de los conductores de utilizar los carriles con una trayectoria inversa.

El croquis 71 (11.47-B) muestra el carril de deceleración que se adapta a la trayectoria directa, preferida por los conductores. Su uso es particularmente ventajoso cuando existen movimientos de vuelta importantes.

Cuando los carriles de deceleración se inician dentro de una sección en curva, tal como se muestra en la Figura 72 (11.48), deben definirse sus límites, de tal manera que aseguren al conductor distinguir claramente entre el camino y el enlace; cuando la curva del camino es izquierda y el enlace sale a la derecha, se presenta un quiebre en la sección transversal en la orilla de la calzada del camino, debido a la sobreelevación contraria que debe proporcionársele al enlace, por lo que la longitud del carril de deceleración transversal; cuando esta longitud sea considerable, o cuando la sobreelevación del camino sea mayor del 5%, la manera más apropiada para diseñar el carril es la que se indica en la Figura 72 (11.48-B).

Cuando el camino tiene una curva derecha y la salida está ubicada sobre el lado derecho, el carril de deceleración deberá tomar la forma que se indica en la Figura 72 (11.48-C). La sobreelevación del carril adicional es la misma que tiene la curva del camino y la nariz que separa los carriles, en este caso, como en todos los de carriles de deceleración, deberá quedar fuera de la orilla de la calzada del camino, de preferencia a una distancia igual al ancho del acotamiento; de esta manera, el vehículo que se salga de la calzada podrá volver a ella con mínimos daños.

Las consideraciones para el proyecto de los carriles de aceleración son similares a las de los carriles de deceleración.

Los carriles de aceleración tienen una doble función; por un lado, permiten a los conductores aumentar su velocidad antes de entrar a los carriles principales y por el otro, proporcionan una distancia suficiente dando tiempo a que el conductor pueda incorporarse al flujo adyacente, seleccionando un espacio entre dos vehículos que le permiten ejecutar la maniobra.

A) Transición en los carriles de cambio de velocidad. Cuando en los carriles de cambio de velocidad se utilizan transiciones para realizar el cambio de carril en una manera cómoda y segura, la longitud y forma de la transición deberá ser tal que invite a los conductores a efectuar la maniobra de cambio de carril. Para poder determinar la longitud de la transición se han llevado a cabo algunos estudios sobre el tiempo requerido por un vehículo para abandonar el carril de tránsito principal e incorporarse al de cambio de velocidad. Se encontró que el vehículo que ejecuta la maniobra requiere 2.7 a 4.1 segundos. Dependiendo de las condiciones del tránsito por lo que se considera como normal un tiempo que varía entre 3 y 4 seg recomendándose para proyecto 3.5 seg. Con base en lo anterior se obtuvieron diferentes valores de la longitud de la transición, dependiendo de la velocidad de marcha y de la de proyecto, esos valores se muestran en la tabla 34.

B) Anchura del carril de cambio de velocidad. Cuando el carril de cambio de velocidad queda paralelo al eje del camino, la anchura no deberá ser menor de 3.35 m y preferentemente deberá tener 3.65 m. Para el caso en que se utilicen carriles de deceleración direccionales, como el mostrado en la Figura 71 (11.47-B), la anchura es variable dependiendo del enlace y de la forma y desplazamiento de la nariz. Se recomienda que la salida se inicie con una deflexión de 4° , para hacer notar el principio del carril de deceleración.

En los carriles de aceleración direccionales, como los que se muestran en la Figura 71 (11.47-D), se procura que la transición sea uniforme con una relación de 50:1 para caminos de alta velocidad y de 20:1 hasta 50:1 para cualquier otro tipo de camino.

Deben construirse acotamientos aunque no tengan un ancho igual al que tienen en el camino. En el caso de que se coloquen guarniciones deben quedar alojadas en la orilla exterior del acotamiento y por ningún motivo deberán aceptarse a menos de 0.30 m de la orilla de la calzada.

C) Longitud de los carriles de cambio de velocidad. La longitud de los carriles de deceleración está basada en la combinación de tres factores:

La velocidad a la que los conductores entran al carril adicional.

La velocidad a la que los conductores sales después de recorrer el carril de deceleración.

La forma de decelerar o los factores de la deceleración.

Para fines de proyecto se supondrá que los conductores que van a entrar a los carriles de deceleración viajan a la velocidad de marcha. Deberá colocarse un señalamiento apropiado antes del carril de deceleración, para informar a los conductores de la existencia de éste.

Tabla 34 Longitud de la transición en los carriles de cambio de velocidad

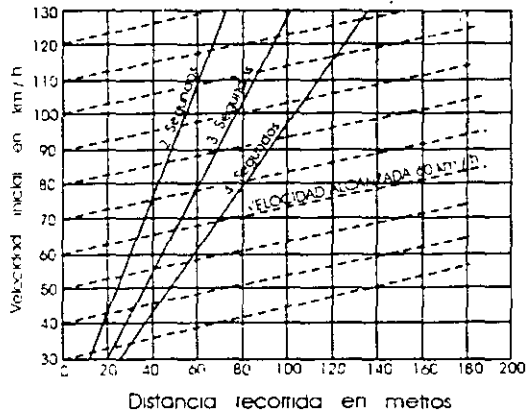
velocidad de proyecto en la carretera, en km/h	50	60	70	80	90	100	110
velocidad de marcha, en km/h	46	55	63	71	79	86	92
longitud de la transición, calculada en metros	44.8	53.5	61.3	69.1	76.9	83.7	89.5
longitud de la transición, recomendada en metros	45	54	61	69	77	84	90

Para determinar la forma de decelerar, se han realizado varios estudios, los cuales se desarrollan en dos etapas:

- a) Se retira el pie del acelerador y el vehículo reduce la velocidad únicamente con el motor, sin emplear los frenos.
- b) Se aplican los frenos.

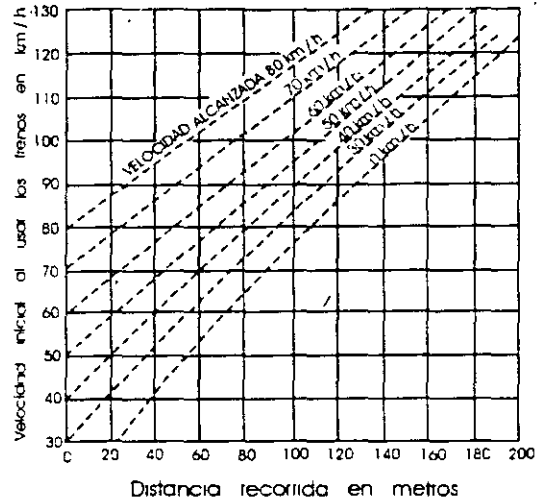
Los estudios efectuados para conocer las características de la deceleración en la etapa a), se han realizado con vehículos ligeros y de ellos se ha concluido que en un tiempo de tres segundos la mayor parte de los conductores capta la situación y pasa a la siguiente etapa. Para la etapa b) se ha encontrado que una deceleración que se puede llamar cómoda, para pasar de 110 km/h a un alto total, es del orden de 10 km/h por segundo o sea 2.75 m/seg^2 y para pasar de 50 km/h a un alto total, es del orden de 6.5 km/h por segundo o sea 1.8 m/seg^2 , de donde se observa que a velocidades altas los conductores aplican los frenos con mayor severidad.

En la Figura 73 (11.49) están mostradas en forma de gráficas, las conclusiones de los estudios para las dos etapas citadas anteriormente; en la gráfica A se puede obtener la distancia recorrida durante la deceleración sin aplicar los frenos y en la B la distancia recorrida durante el frenado.



DISTANCIA RECORRIDA DURANTE LA ACCELERACION CON MOTOR SIN USAR FRENOS

A



DISTANCIA RECORRIDA DURANTE EL FRENADO

B

FIGURA 73 DISTANCIAS RECORRIDAS DURANTE LA DESELEACION PARA VEHICULOS LIGEROS, EN KM/H.

Para ilustrar la manera de utilizar estas gráficas, supóngase que se quiere conocer la distancia que recorre un vehículo que lleva una velocidad de marcha de 85 km/h y quiere detenerse. En la gráfica A se entra con el valor de la velocidad de marcha, que en este caso es de 85 km/h y horizontalmente se busca el punto de intersección con la línea de tres segundos, que es el tiempo recorrido para utilizarse en el proyecto. Una vez encontrado este punto se regresa a la escala de las velocidades, paralelamente a la línea discontinua que indica las velocidades alcanzadas decelerando únicamente con el motor. De esta manera se obtiene una velocidad de 76 km/h y desde el punto de intersección de la línea de tres segundos con una vertical, se corta el eje de la distancia que para el ejemplo sería, aproximadamente, 65 m. A la gráfica B se entra con el valor de la velocidad alcanzada después de correr tres segundos sin aplicar el freno, o sea 76 km/h. Con una horizontal se interseca la línea que representa la velocidad a la que se requiere llegar al final del carril, en este caso cero y desde este punto se llega verticalmente al eje de las abscisas, donde se tendrá que 98 m es la distancia recorrida mientras se aplican los frenos. La suma de las distancias bajo las dos condiciones da la respuesta al problema o sea: $65 + 98 = 163$ m.

De acuerdo con lo anterior, se han tabulado las longitudes resultantes para los carriles de deceleración que se muestran en la tabla 35, en donde se determina la longitud en función de la velocidad de proyecto de la carretera. Estos valores están basados en la operación de los vehículos ligeros, reconociendo que los vehículos pesados requieren mayores distancias para decelerar, pero no se justifican longitudes mayores debido a que la velocidad promedio de los vehículos pesados es generalmente menor que la de los ligeros.

Para medir las longitudes de los carriles de deceleración hay que distinguir entre los dos tipos principales:

a) Cuando son direccionales o sea cuando la transición se efectúa en una forma gradual en toda la longitud del carril.

b) Cuando lleva transición normal al principio del carril.

Para el tipo a) debe considerarse que el carril empieza en un punto donde su ancho sea entre 1.50 y 1.80 m y en autopistas o caminos especiales donde se sostengan altas velocidades puede considerarse hasta el punto en donde el ensanchamiento llegue a ser el correspondiente a un carril normal; este incremento de la longitud permitirá un cambio de velocidad más liberal que el considerado. El otro extremo del carril será en aquel punto del enlace en donde sea necesario cambiar la velocidad, ya sea por una curva de grado superior o porque haya necesidad de detenerse.

Para el tipo b) o sea cuando el carril de deceleración es paralelo al eje del camino, la longitud total se mide donde empieza la transición normal hasta el punto donde empieza el enlace o sea donde se forma una nariz que separa las dos vías.

La longitud de un carril de aceleración se basa en la combinación de cuatro factores:

La velocidad a la cual los conductores entran al carril de aceleración.

La velocidad a la cual los conductores convergen con el tránsito principal

La manera de acelerar o los factores de la aceleración.

Los volúmenes relativos del tránsito directo y del que se va a incorporar.

Para caminos de altos volúmenes de tránsito se debe proporcionar la longitud suficiente, para que el tránsito que se va a incorporar a la corriente principal, tenga el tiempo necesario para esperar que exista un espacio entre dos vehículos de la corriente principal, que le permita incorporarse.

La velocidad deseable de los conductores al pasar del carril de aceleración a los carriles del tránsito principal, debe aproximarse a la de éstos, por lo que el proyecto debe basarse en una velocidad de incorporación igual a la velocidad de marcha del camino. Al empezar el carril de aceleración se debe considerar la velocidad de marcha del enlace que precede al carril de aceleración; la diferencia entre la velocidad de marcha del enlace y la del camino es la que determina la longitud del carril de aceleración.

Los estudios sobre la manera que aceleran los vehículos,¹ han definido que para pasar de cero hasta 50 km/h, aceleran a razón de 4 km/h por segundo o sea 1.11

¹ Bureau of Public Roads 1937

m/seg² y de 1.6 km/h por segundo o sea 0.44 m/seg², para pasar de cero hasta 110 km/h, de donde se observa que para alcanzar velocidades altas la aceleración es menor

En la gráfica de la Figura 74 (11.50) están representadas las conclusiones del trabajo realizado para estudiar la aceleración normal, en el que se supuso que la velocidad con que se incorporan los vehículos es aproximadamente 8 km/h menor que la velocidad de marcha del camino principal. Para ilustrar la manera de utilizar la gráfica, supóngase que un vehículo lleva una velocidad de marcha al empezar el carril de aceleración V_a de 35 km/h y que desea alcanzar una velocidad V_a de 55 km/h, que es inferior en 8 km/h a la velocidad de marcha del camino. El punto donde se cruzan las líneas correspondientes a estos valores define una longitud de 100 m para el carril de aceleración. En la tabla 35 están los valores que se deben utilizar para el proyecto.

Tabla 35 Longitud de los carriles de cambio de velocidad

velocidad de proyecto en el enlace, km/h		condición de parada	25	30	40	50	60	70	80
Radio mínimo de curva, metros.			15	24	45	75	113	154	209
Velocidad de Proyecto de la carretera en km/h	Longitud de la transición, en metros.	longitud total del carril de deceleración, incluyendo la transición, en metros							
50	45	64	45	—	—	—	—	—	—
60	54	100	85	80	70	—	—	—	—
70	61	110	105	100	90	75	—	—	—
80	69	130	125	120	110	95	85	—	—
90	77	150	145	140	130	115	105	80	—
100	84	170	160	160	145	135	125	100	—
110	90	185	175	175	160	150	140	120	100

Velocidad de Proyecto de la carretera en km/h	Longitud de la transición, en metros.	longitud total del carril de aceleración, incluyendo la transición, en metros							
		64	45	—	—	—	—	—	—
50	45	64	45	—	—	—	—	—	—
60	54	100	85	80	70	—	—	—	—
70	61	110	105	100	90	75	—	—	—
80	69	130	125	120	110	95	85	—	—
90	77	150	145	140	130	115	105	80	—
100	84	170	160	160	145	135	125	100	—
110	90	185	175	175	160	150	140	120	100

Las longitudes de los carriles de aceleración se basan en la operación de los vehículos ligeros; los pesados que generalmente requieren distancias mayores para acelerar, al incorporarse a la corriente principal del tránsito causan problemas aceptados en general por el público. Cuando se tiene un número considerable de vehículos pesados haciendo uso de la entrada a un camino de alta velocidad; debe incrementarse la longitud del carril de aceleración.

Las longitudes de los carriles de aceleración se miden de una manera similar a los de deceleración, tomando en cuenta que en este caso únicamente existen dos tipos, el direccional y el paralelo al eje del camino con la transición al final del carril.

D) Factores que afectan la longitud de los carriles de cambio de velocidad. La longitud de los carriles para cambio de velocidad se ha basado en las siguientes condiciones:

Están aproximadamente al nivel, con pendientes de 2% o menos.

La sobreelevación del enlace puede desarrollarse apropiadamente.

Los volúmenes de tránsito no son lo suficientemente grandes para causar una interferencia con el tránsito principal.

Cuando no existan estas condiciones, es necesario hacer ajustes en las longitudes de los carriles para cambio de velocidad.

1. Pendiente. Las distancias de deceleración son mayores en pendientes descendentes y más cortas en pendientes ascendentes, mientras que las distancias de aceleración son mayores en pendientes ascendentes y más cortas en pendientes descendentes, a la fecha no se cuenta con datos sobre el

comportamiento de los conductores cuando desaceleran y aceleran en pendientes, pero pueden ser estimados aplicando los principios de mecánica, reconociendo que los conductores cuando aceleran en pendientes ascendentes, aplican el pedal del acelerador con mayor intensidad que a nivel. Las longitudes de los carriles de aceleración y deceleración en pendientes, comparadas con las correspondientes a nivel, se muestran en forma de resumen en la tabla 36. Los valores obtenidos de esta tabla, multiplicados por la longitud dada en la tabla 35, proporcionan la longitud total del carril en pendiente.

Como ejemplo, si se desea saber la longitud de los carriles de cambio de velocidad en un camino con altos volúmenes de tránsito y una velocidad de proyecto de 110 km/h, en que el enlace tiene una pendiente descendente de 5% y va en una curva cuya velocidad de proyecto es de 50 km/h, se procederá de acuerdo con lo siguiente:

La longitud del carril de deceleración será $150 \times 1.35 = 202.50$ m y la longitud del carril de aceleración sería $375 \times 0.5 = 187.50$ m.

Considerando ahora una pendiente ascendente de 5% y las demás condiciones iguales al caso anterior, la longitud del carril de deceleración sería $150 \times 0.8 = 120$ m, mientras que la longitud del carril de aceleración sería de $375 \times 2.2 = 825$ m. Esta longitud permitirá a los vehículos entrar aproximadamente a 84 km/h, o sea 8 km/h por debajo de la velocidad de marcha en el camino.

2. Sobreelevación. La longitud y forma de los carriles para cambios de velocidad puede asimismo ser afectada por el desarrollo de la sobreelevación, como se discutirá posteriormente.

3. Volumen. Las longitudes dadas en la tabla 35 para los carriles de aceleración, son generalmente adecuadas para condiciones de alto volumen en donde puede ser difícil para un conductor durante la hora de máxima demanda, encontrar un espaciamiento entre vehículos en la corriente de tránsito. Una situación peligrosa se puede presentar cuando el conductor que va a incorporarse, alcanza el extremo del carril de aceleración y es forzado a moverse hacia adentro del tránsito principal, independientemente de la densidad de éste. Este peligro puede reducirse, evitando el uso de una guarnición en el extremo del carril de aceleración, dándole un tratamiento superficial al acotamiento después del extremo del carril, de tal manera que puede ser usado por los conductores que se vean obligados a continuar.

Para facilitar el flujo del tránsito en las intersecciones es de considerable ayuda un señalamiento adecuado. Las señales anticipadas a una salida que indiquen al tránsito que va a dar vuelta, mantener su derecha y al tránsito directo que mantenga su izquierda a través de la intersección, disminuyen los conflictos y permiten al tránsito una mayor velocidad de operación. Las señales colocadas antes de una entrada indicando una próxima convergencia, encauzan al tránsito directo alejado del carril adyacente al adicional, haciendo posible que se incorpore sin dificultad al camino un mayor volumen de tránsito.

Sobreelevación para las curvas en entronques

La mayoría de los movimientos de vuelta en los entronques se realiza en presencia de otros vehículos, pues el tránsito en los enlaces se separa de o se une a un flujo directo; esto implica, que los conductores viajan mas despacio en un entronque que en una curva de camino abierto del mismo radio; sin embargo, al proyectar se deberá considerar la velocidad que tendrán los vehículos en los períodos de bajo volumen de tránsito para lograr una operación segura, lo que hace indispensable proporcionar la sobreelevación necesaria para esta velocidad, en las curvas de los enlaces, particularmente cuando son pronunciadas y en pendiente.

A) Sobre elevaciones. En las curvas de los entronques, las sobre elevaciones máximas se determinan haciendo uso de los mismos factores generales que se aplican al camino abierto. Para enlaces con circulación en un solo sentido, el rango de la sobreelevación máxima es de 6% al 10%; este valor se puede incrementar hasta 12% cuando las condiciones del clima son favorables y tendrá que disminuir a un 8% como máximo, cuando prevalezcan situaciones de nevada o helada.

Tabla 36 Relación de la longitud en pendiente a la longitud a nivel para carriles de cambio de velocidad

Carriles de deceleración								
velocidad de proyecto de la carretera, en km/h	Relación de la longitud en pendiente a la longitud a nivel para:							
todas	en pendiente ascendente del 3% al 4%, 0.9				en pendiente descendente del 3 al 4%, 1.2			
todas	en pendiente ascendente del 5% al 6%, 0.8				en pendiente descendente del 5% al 6%, 1.35			
Carriles de aceleración								
velocidad de proyecto de la carretera, en km/h	Relación de la longitud en pendiente a la longitud a nivel para velocidad de proyecto en el enlace, en km/h							
	25	30	40	50	60	70	80	para todas la velocidades
50	en pendientes ascendentes del 3% al 4%				en pendientes descendentes del 3 al 4 %			
	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	0.70
60	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.4	0.70
70	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.4	1.4	0.70
80	1.3	1.3	1.3	1.4	1.4	1.5	1.5	0.70
90	1.3	1.3	1.4	1.4	1.5	1.3	1.6	0.60
100	1.4	1.4	1.5	1.5	1.5	1.6	1.6	0.60
110	1.4	1.5	1.5	1.6	1.6	1.7	1.8	0.60
50	en pendientes ascendentes del 5% al 6%				en pendientes descendentes del 5 al 6 %			
	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.6	0.60
60	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.6	1.7	0.60
70	1.5	1.5	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	0.60
80	1.5	1.5	1.6	1.7	1.9	2.0	2.1	0.60
90	1.5	1.5	1.7	1.9	2.0	2.2	2.4	0.50
100	1.7	1.7	1.9	2.0	2.2	2.4	2.6	0.50
110	1.9	1.9	2.0	2.2	2.4	2.6	2.9	0.50

NOTA: Los valores de esta tabla multiplicados por la longitud obtenida de la tabla 12.J da la longitud del Carril de cambio de velocidad en pendiente

En la tabla 30 donde se relaciona la velocidad de proyecto con el radio mínimo de curvatura, se muestran también las sobre elevaciones correspondientes; se nota que éstas son más bajas que las máximas, debido a la dificultad practica de

obtener la sobreelevación máxima sin la longitud de transición deseable ya que, generalmente, los enlaces tienen radios pequeños y longitudes reducidas.

Cuando para una velocidad de proyecto dada, se utilice un radio de curvatura mayor que el mínimo, la sobreelevación deberá ser menor a la máxima, para obtener un proyecto equilibrado.

La tabla 37 muestra las sobre elevaciones en enlaces para las diferentes velocidades de proyecto, valores que fueron obtenidos de una manera muy similar a los del camino abierto, se indica un rango de sobreelevación para cada combinación de velocidad de proyecto y radio de curvatura, debido a la extensa variación de velocidades probables sobre el enlace, que dependen del volumen de tránsito. En la tabla se consideró una sobreelevación máxima del 12% y deberá preferirse los valores situados en la mitad superior o tercio superior del rango indicado. Una sobreelevación del 2% se considera mínima para efectos de drenaje.

Tabla 37 Sobre elevaciones para curvas en enlaces

Radio en m	G°	Rango de la sobre elevación para curvas en enlaces con velocidad de proyecto de:					
		25	30	40	50	60	70
15	76.4	0.02-0.12	—	—	—	—	—
25	45.8	0.02-0.07	0.02-0.12	—	—	—	—
45	25.5	0.02-0.05	0.02-0.08	0.04-0.12	—	—	—
70	16.4	0.02-0.04	0.02-0.06	0.03-0.08	0.06-0.12	—	—
95	12.1	0.02-0.03	0.02-0.04	0.03-0.06	0.05-0.09	0.08-0.12	—
130	8.8	0.02-0.03	0.02-0.03	0.03-0.05	0.04-0.07	0.06-0.09	0.09-0.10
180	6.4	0.02	0.02-0.03	0.02-0.04	0.03-0.05	0.05-0.07	0.07-0.09
300	3.8	0.02	0.02-0.03	0.02-0.03	0.03-0.04	0.04-0.05	0.05-0.04
450	2.5	0.02	0.02	0.02	0.02-0.03	0.03-0.04	0.04-0.05
600	1.9	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02-0.03	0.03-0.04
900	1.3	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02-0.03

NOTA. Deberán preferirse los valores situados en la mitad superior o el tercio superior del rango indicado.

B) Desarrollo de la sobreelevación. La forma de efectuar el cambio de la pendiente transversal se basa, principalmente, en la comodidad y la apariencia. La diferencia entre el perfil longitudinal del hombro de un camino abierto y el de un eje central, no debe ser mayor de 0.5% para velocidad de proyecto de 80 km/h y de 0.67% para 50 km/h, esto corresponde a un cambio a la sobreelevación del 2.7% y del 3.9%, respectivamente, por cada 20 m de longitud; para enlaces puede emplearse hasta un 5.3% por cada estación de 20 m, para una velocidad de proyecto de 25 km/h o 30 km/h.

En la tabla 38 se muestran estos valores y los equivalentes a una longitud de cinco metros para diferentes velocidades; el cambio en la sobreelevación puede aumentar o disminuir hasta en un 25% de los valores tabulados, siendo aplicables los valores más bajos para las coronas anchas y los más altos para las angostas.

Tabla 38 Cambio de la sobre elevación en enlaces

Velocidad de proyecto, en km/h	25	30	40	50	60 o más
Variación de la sobreelevación.					
Por estación de 20.00 m	0.053	0.053	0.046	0.039	0.032
Por cada 5.00 m de longitud	0.013	0.013	0.011	0.010	0.008

C) Desarrollo de la sobreelevación en los extremos de los enlaces. En los enlaces debe fijarse un límite práctico para la diferencia entre la sobre-elevación del camino directo y la del enlace, para evitar que se formen lomos que puedan hacer perder el control de los vehículos.

1. Procedimiento general, Para el proyecto de una salida, los carriles para él tránsito directo pueden considerarse fijos en perfil y sobreelevación y a medida que el enlace se separa, la sobre elevación en la parte que se amplía del camino directo, puede variar en forma gradual. Al punto donde se separan las coronas del enlace y del camino directo, se le llama nariz.

El método para desarrollar la sobreelevación en los extremos de los enlaces se muestra en la Figura 75 (11.51). En el caso A se ilustra la variación de la sobreelevación cuando el enlace sale de un camino en tangente. Del punto a que es donde se inicia el enlace al punto b en que la anchura de la ampliación está comprendida entre 0.50 y 1.00 m, la sobreelevación normal del camino directo se extiende hasta el lado exterior de la calzada ampliada, por facilidad de construcción. Entre los puntos b y c la anchura es insuficiente para hacer que la sobreelevación de la ampliación sea mayor que la de la corona del camino directo. En el punto d donde ya se tiene el ancho total del enlace, puede tenerse una sobreelevación mayor que la del camino directo, la cual se incrementa más aún en el punto e adyacente a la nariz, operación que se facilita al inclinar la cuña del pavimento, formada por la orilla derecha del camino directo y la orilla izquierda del

enlace. Después de la nariz, como en el punto *f*, la superficie puede inclinarse tan rápidamente como lo permitan las condiciones existentes hasta alcanzar la sobreelevación total deseada.

En el caso B de la figura, se muestra una condición similar para cuando el camino directo y el enlace están en una curva en la misma dirección: la sobreelevación deseada para el enlace de salida, la cual generalmente es mayor que la del camino directo, puede alcanzarse en una distancia relativamente corta; en el punto *b* la sobreelevación del camino directo se extiende sobre la ampliación de la calzada; en los puntos *c* y *d* se proporcionan sobre elevaciones mayores que la del camino directo, alcanzándose la sobreelevación total de los puntos *e* y *f*.

Una situación menos favorable ocurre cuando la separación se hace en curvas de dirección opuesta, como se ilustra en el caso C de la figura, La sobreelevación del camino directo se extiende a la ampliación de la calzada a la altura del punto *b*, en el punto *c* la sobreelevación disminuye sin llegar a la horizontal y en el *d* se efectúa el quiebre entre las sobre elevaciones, estando la superficie de la ampliación aproximadamente a nivel. En el punto *e* se incrementa la sobreelevación para el enlace, produciendo un doble rompimiento en la cuña frente a la nariz, a partir de este punto debe desarrollarse la sobreelevación hasta llegar a la máxima en el punto *f*.

En los proyectos donde se dispongan de un carril paralelo para cambio de velocidad, como el caso D, parte del cambio de sobreelevación puede efectuarse sobre este carril, generalmente más de la mitad del valor de la sobreelevación total puede obtenerse en la cercanía del punto *d* y la inclinación total se alcanza no muy lejos de la nariz.

Los criterios señalados e ilustrados en la Figura 75 (11.51) para los extremos de salida de los enlaces, pueden aplicarse también para los extremos de entrada, haciendo notar que los detalles de la nariz son diferentes ya que en la convergencia el extremo final se localiza en el punto *d*

2. Control de paso sobre el lomo de la corona. Se llama lomo de la corona, a la línea formada por los cambios de sobreelevación en la calzada. Para controlar el paso por este como se obtiene la diferencia algebraica de los valores de la sobreelevación en ambos lados de él. Cuando las dos pendientes tienen el mismo signo, la diferencia algebraica es la suma de las dos pendientes y cuando tienen signo contrario es la diferencia de las pendientes de las sobre elevaciones. El valor deseable de esta diferencia algebraica oscila entre el 4 % y el 5 %, pero para velocidades bajas puede usarse un valor hasta del 8%. En la tabla 39 se indican las diferencias algebraicas máximas entre las pendientes de la sobreelevación para diferentes velocidades de proyecto en los extremos de los enlaces.

Tabla 39 Diferencia algebraica máxima entre las pendientes de la sobre elevación

Velocidad de proyecto en los extremos del enlace Km/h	Diferencia algebraica máxima m por m
25 y 30	0.05 – 0.08
40 y 50	0.05 – 0.06
60 o más	0.04 – 0.05

3. Control de la transición de la sobreelevación. Al efectuar el desarrollo de la sobreelevación para los extremos de los enlaces, se deberá tener en consideración las tablas 37, 38 y 39. Como un ejemplo, considérese un extremo de salida como el mostrado en la Figura 75 (11.51-A). Teniendo como dato un radio de 75 m para la curva divergente en la que la velocidad de proyecto será de 50 km/h, de la tabla 37 se obtiene el rango de la sobreelevación máxima, del cual preferiblemente se usará un 9% o un 11% como máximo. El cambio de la sobreelevación a lo largo del enlace, según la tabla 38, no deberá ser mayor del 1% para cada 5 m de longitud. Si el bombeo del camino directo es de 2% y los puntos b, c y d se encuentran a intervalos de 15 m, la sobreelevación en el punto b será de 2%, en el c de 5% y en el d de 8%; al consultar la tabla 39 se nota que para la velocidad de 50 km/h el valor máximo de la diferencia de sobreelevación es de 6%, que corresponde a la diferencia obtenida en el punto d (8% - 2% = 6%). Si la separación entre los puntos d, e y f es de 7.50 m se tendrá una sobreelevación en el punto e de 9% y de 11% en el punto f. La sobreelevación en la cuña frente a la nariz podrá tener un valor intermedio que satisfaga las normas de la tabla 39, por ejemplo, 4.5%. Para una segunda estimación, un mejor juicio de la sobreelevación podría resultar usando una sobreelevación máxima de 10%.

Este procedimiento establece las sobre elevaciones en ciertos puntos es un paso preliminar en el proyecto, ya que éstos sirven como puntos de control para dibujar los perfiles de los hombros del enlace, ajustándolos hasta obtener un alineamiento continuo, cómodo, seguro y de buena apariencia; el perfil final puede no producir precisamente las sobre elevaciones seleccionadas en todos los puntos de control, pero esto no es significativo, siempre y cuando el cambio de la sobreelevación sea progresiva y dentro de los límites establecidos.

Distancia de visibilidad

A) Distancia de visibilidad en los enlaces. La distancia de visibilidad de parada es el factor que deba usarse para controlar la visibilidad en los enlaces. En los enlaces de doble sentido de circulación no debe usarse la distancia de visibilidad de rebase, pues esta maniobra no debe permitirse debido a la poca longitud de que generalmente constan.

Es indispensable que, en cualquier intersección de caminos se proporcione la visibilidad necesaria para que los vehículos puedan hacer alto total, antes de alcanzar un obstáculo que aparezca inesperadamente en su trayectoria.

1. Distancia mínima de visibilidad de parada. En la tabla 40 se muestran las longitudes mínimas de visibilidad de parada en los enlaces para diversas velocidades de proyecto, estos valores se obtienen por el mismo método empleado para camino abierto, usando un tiempo de reacción de 2.5 seg. y coeficientes de fricción que varían de 0.420 a 0.325 para velocidades de 25km/m a 70 km/h.

Tabla 40 Distancia mínima de visibilidad de parada en los enlaces

Velocidad de proyecto (km/h)	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distancia mínima de visibilidad de parada (m)	25	35	50	65	80	95	119	140	165	200

2. Longitud mínima de las curvas verticales. La longitud mínima de las curvas verticales se basa, como en el caso de camino abierto, en la distancia necesaria para que el conductor, desde una altura del ojo de 1.14 m vea un objeto de 0.15 m de altura. En la Figura 76 (11.52) se relacionan la velocidad de proyecto, la diferencia algebraica de pendientes y la longitud mínima de la curva vertical en cresta, para proporcionar una distancia segura de visibilidad de parada. En la parte inferior izquierda de las líneas continuas de la figura, la longitud mínima en metros se estableció igual que en las condiciones para camino abierto; o sea 60% de la velocidad de proyecto en km/h. El factor k es constante para cada velocidad, la longitud mínima de la curva se encuentra multiplicando la diferencia de pendientes por k y dividiendo por el valor de k . Para velocidades de proyecto menores de 60 km/h las curvas verticales en columpio, cuya longitud está regida por el criterio de los faros de los vehículos, teóricamente deberían ser de un 25 a un 60% más larga que las curvas en cresta.

Debido a que la velocidad de proyecto en la mayoría de los enlaces está gobernada por la curvatura horizontal, generalmente de radio reducido, los rayos de luz paralelos al eje longitudinal del vehículo, deja de servir como control vertical y la longitud practica de la curva en columpio es la correspondiente a las curvas en cresta siempre que sea posible es conveniente usar longitudes mayores a las mínimas.

3. Distancia mínima lateral de visibilidad para curvas horizontales. El control de la distancia de visibilidad para las curvas horizontales es de igual o mayor importancia en los enlaces, que el control vertical, ya que la línea visual a través de la parte inferior de la curva, libre de obstrucciones, deberá ser tal que la distancia de visibilidad medida en la curva a lo largo de la trayectoria del vehículo, iguale o exceda la distancia mínima de velocidad de parada dada en la tabla 40.

La obstrucción probable puede ser el remate de una estructura, una pared, la orilla de un corte, o la esquina de un edificio.

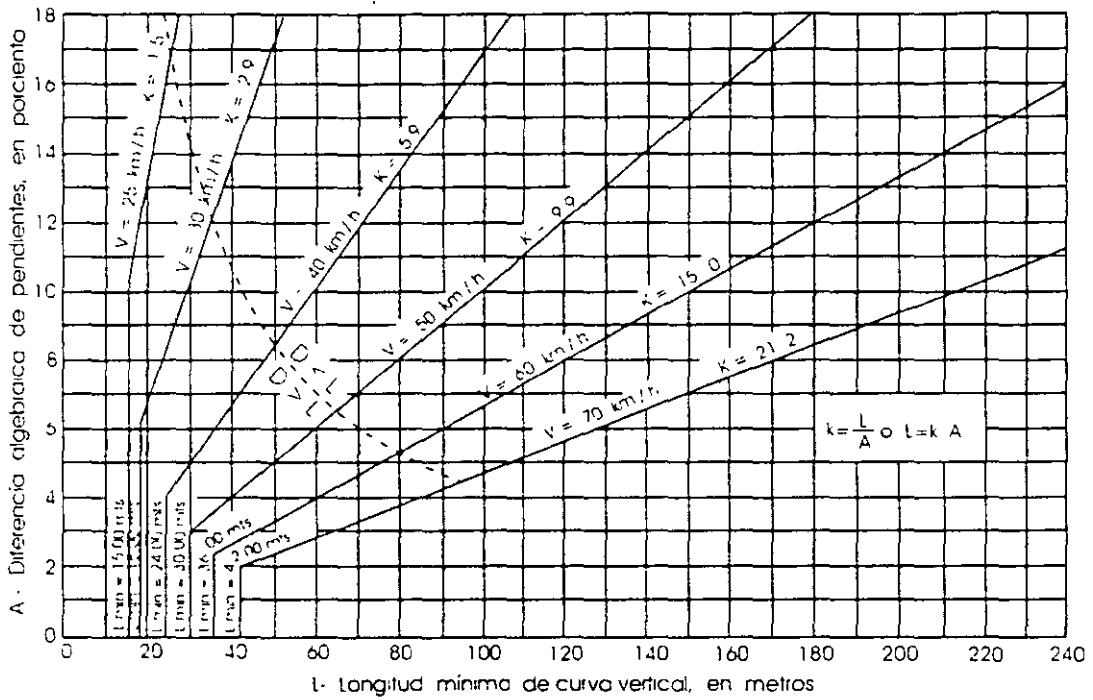


FIGURA 76 LONGITUD MÍNIMA DE CURVAS VERTICALES EN LOS ENLACES DE ACUERDO CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

En la Figura 77 (11.53) se muestra gráficamente, para varios radios de la orilla de la calzada, la distancia mínima lateral entre la orilla interior de la calzada y la obstrucción; se supone que el ojo del conductor y el objeto visto, se encuentran a 1.80 m de la orilla interior de la calzada y que la distancia mínima de visibilidad de parada se cumple a lo largo de la curva.

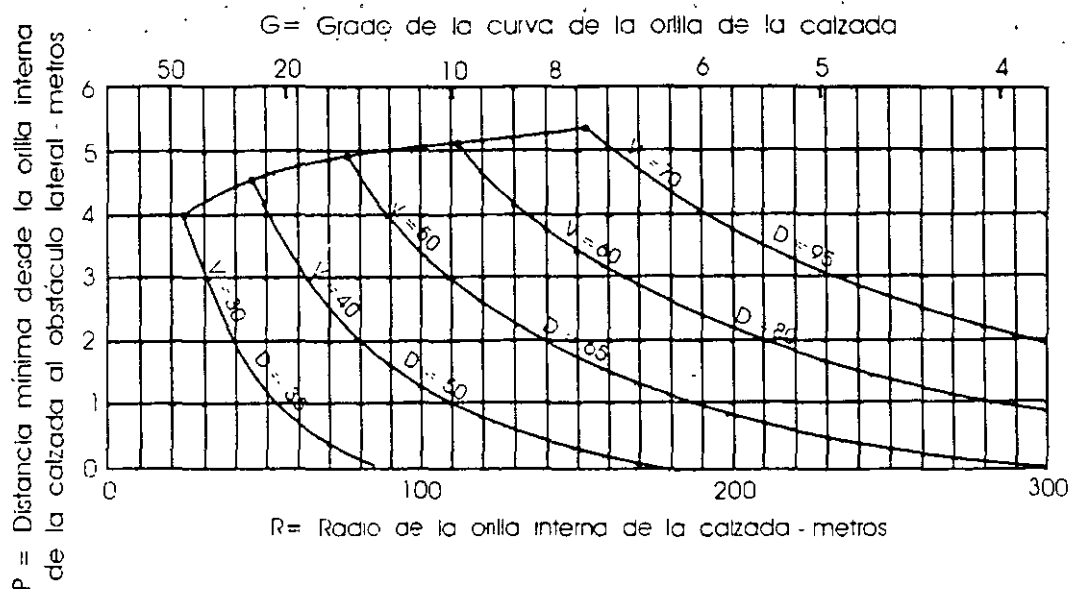


FIGURA 77 DISTANCIA MÍNIMA A OBSTÁCULOS LATERALES EN CURVAS HORIZONTALES DE LOS ENLACES PARA PROPORCIONAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

B) Distancia de visibilidad en las intersecciones. El conductor de un vehículo que se acerca a una intersección a nivel, debe tener una visual libre de obstrucciones, de toda la intersección y de un tramo del camino transversal, de longitud suficiente que le permita reaccionar y efectuar las maniobras necesarias para evitar colisiones. La distancia mínima de visibilidad, indispensable para la seguridad bajo ciertas condiciones físicas y determinado comportamiento del conductor, se halla relacionada directamente con la velocidad de los vehículos y con las distancias recorridas durante el tiempo de reacción del conductor y el correspondiente de frenado. Cuando el tránsito en la intersección está controlado por algún dispositivo, se puede restringir la visibilidad de la zona del cruce.

1. Triángulo mínimo de visibilidad. En las intersecciones debe existir una visibilidad continua a lo largo de los caminos que se cruzan, para permitir a los conductores que se aproximan simultáneamente, verse entre sí con la anticipación necesaria. En la Figura 78 (11.54) se consideran tres casos generales, en los cuales se supone las maniobras de los conductores sobre las ramas.

a) Intersecciones sin dispositivo de control.

Caso I Cuando se permite a los vehículos ajustar su velocidad. En un cruce sin señales de "Ceda el paso" o de "Alto" o bien sin semáforo, el conductor de un vehículo que se aproxime, debe hallarse en aptitud de percibir cualquier peligro con el tiempo suficiente para modificar su velocidad en la medida necesaria, antes de llegar al camino transversal. Se ha fijado una distancia mínima entre la intersección y el punto desde el cual un conductor puede descubrir la presencia de otro vehículo que se aproxima al cruce por el camino transversal, que equivale a la distancia recorrida en tres segundos, correspondiendo dos al tiempo de reacción del conductor y un segundo adicional para poder frenar o acelerar, según se

requiera. Las distancias recorridas en estos tres segundos para diferentes velocidades son:

Velocidad (km/h)	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distancia (m)	21	25	33	42	50	58	67	75	83	92

Refiriéndose a la parte superior de la Figura 78 (11.54) y considerando para el camino A una velocidad de 80 km/h y para el B de 50 km/h, se requerirá un triángulo de visibilidad cuyos catetos sobre los caminos sean tramos con longitudes mínimas de 67 m y 42 m, respectivamente; estas distancias, como mínimo, permitirán a los vehículos en cualquiera de los dos caminos ajustar su velocidad antes de llegar al sitio del cruce. Este procedimiento sólo es aconsejable en intersecciones de caminos con bajos volúmenes de tránsito, pues existe la posibilidad de que el conductor sobre uno de los caminos, se enfrente a una serie de vehículos, cuando el tiempo y la distancia sólo son suficientes para evitar uno de ellos.

Caso II Cuando los vehículos hacen alto total. Se supone en este caso que el conductor de un vehículo en cualquiera de las dos vías, debe estar en posibilidad de distinguir el cruce con suficiente anticipación, para detener su vehículo antes de llegar a éste. La longitud necesaria para realizar esta maniobra es la correspondiente a la distancia mínima de visibilidad de parada para camino abierto:

Velocidad (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distancia (m)	25	40	55	75	90	115	135	155	175

El triángulo de visibilidad determinado por estas distancias es más seguro que el triángulo correspondiente al caso I.

Cuando un obstáculo que no pueda ser removido a un costo razonable, fije los vértices del triángulo de visibilidad en puntos tales que las distancias de éstos a la intersección son menores que las de parada, los conductores, al descubrir otros vehículos sobre el camino transversal, pueden detenerse totalmente, sólo si están circulando a la velocidad adecuada a la distancia de visibilidad disponible en el lugar; si a los vehículos que transitan sobre uno de los caminos les está permitido circular a la velocidad de proyecto, la velocidad crítica correspondiente sobre el otro camino habrá de evaluarse en términos de aquella velocidad y de las dimensiones conocidas del obstáculo en el triángulo. Como ejemplo, en la parte superior de la Figura 78 (11.54) se muestra un caso en que se conoce la velocidad V_a y las distancias a y b entre el obstáculo y la trayectoria de los vehículos, la velocidad crítica de V_b puede obtenerse en base a los datos conocidos, de la siguiente manera: Cuando el vehículo A está situado a una distancia d_a de la intersección que es la mínima de visibilidad de parada, el vehículo B está a una distancia d_b que depende de la línea de visibilidad que permite el obstáculo; por triángulos semejantes se tiene:

$$d_b = \frac{ad_a}{d_a - b}$$

y la velocidad V_b es aquella para la cual la distancia de parada es igual a d_b . Se deberá completar el proyecto con las señales necesarias para indicar a los conductores del camino b la velocidad a la que se deben circular al llegar al punto donde se inicia la distancia d_b .

b) Señal de alto en el camino secundario.

Caso III Cuando los vehículos cruzan el camino principal después de hacer alto. En una intersección donde el tránsito del camino secundario se controla con señales de "Alto" es necesario, por razones de seguridad, que el conductor del vehículo parado disponga de visibilidad suficiente sobre la carretera principal para poder cruzarla antes de que lleguen a la intersección los vehículos que por ella circulan, aun cuando alcance a percibirlos en el preciso momento en que inicie su cruce. El tramo visible de la carretera principal para dicho conductor, debe ser mayor que el producto de su velocidad de proyecto por el tiempo necesario para acelerar y cruzar la carretera. La distancia de visibilidad necesaria a lo largo de la carretera principal se puede expresar así:

$$d = 0.278 * V(J + t_a)$$

en donde :

d = distancia mínima de visibilidad

a lo largo de la carretera principal, desde la intersección, en m

V = velocidad de proyecto de la carretera principal, en km/h

J = suma del tiempo de reacción y del tiempo requerido para aplicar la primera velocidad o para engranar una transmisión automática, en s

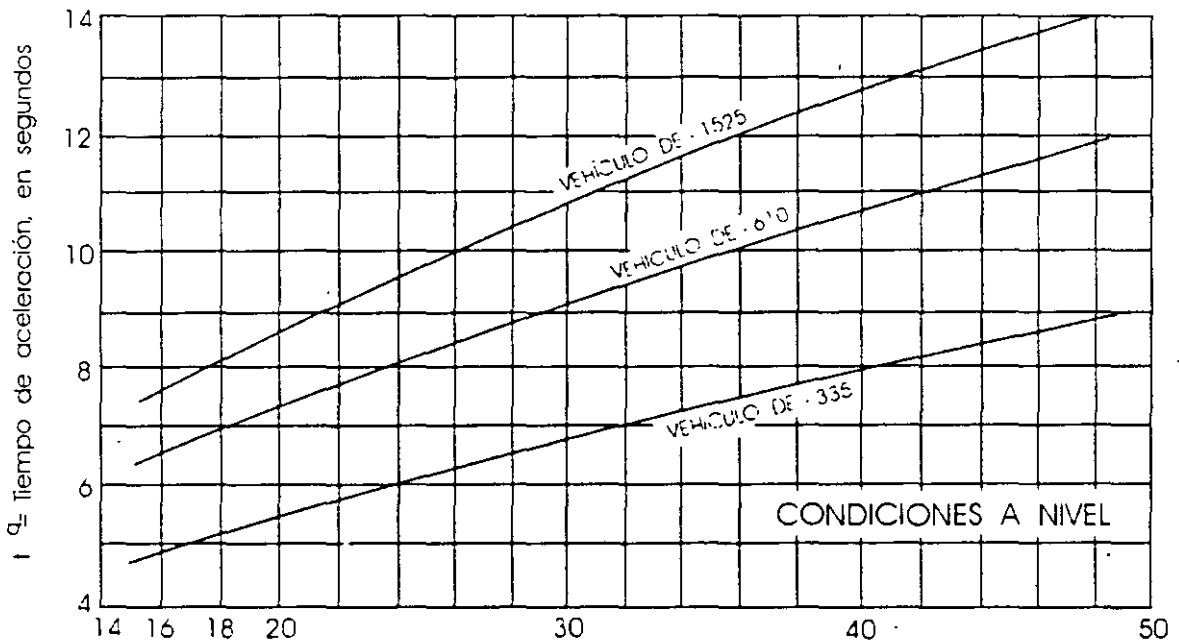
t_a = tiempo requerido para acelerar y recorrer

la distancia S , cruzando la carretera principal, en s

El término J representa el tiempo necesario para que el conductor de un vehículo vea en ambas direcciones de la carretera y deduzca si dispone del intervalo suficiente para cruzarla con seguridad y para que engrane su velocidad, previamente al arranque. La mayoría de los conductores suelen requerir, para esta maniobra, de sólo una fracción de segundo, pero para el proyecto debe considerarse el pequeño porcentaje de conductores de lenta percepción, estableciéndose como valor de J un lapso de 2 segundos.

El tiempo t_a necesario para recorrer una distancia determinada depende de la aceleración de cada vehículo, la que tratándose de automóviles, raramente iguala la aceleración máxima posible del mismo.

En la gráfica tiempo de aceleración-distancia de la Figura 79 (11.55), la curva inferior es la correspondiente al vehículo DE-335. Para computar t_a , o sea el tiempo requerido para cruzar la carretera principal, se toma en cuenta que la mayoría de los conductores acelera más de lo usual en el momento de cruzar un camino importante, aun cuando esta aceleración siempre es menor que la máxima que puede desarrollar el vehículo.



S = Distancia recorrida durante la aceleración, en metros

FIGURA 79 DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES CASO III DATOS DE LA ACELERACION A PARTIR DE UN ALTO TOTAL

La aceleración del vehículo DE-610, es sustancialmente inferior a la del vehículo DE-335, sobre todo si lleva carga, ya que la potencia necesaria para el arranque da por resultado una baja aceleración inicial. De estudios realizados sobre la operación de estos transportes, se determinaron las relaciones tiempo-distancia para los vehículos DE-610 y DE-1525 que se muestran en la misma figura, de la que se puede obtener directamente el valor de t_a para condiciones a nivel y para una distancia determinada S, en metros. Esta distancia, según la parte inferior de la Figura 11.54, es la suma de:

$$S = D + W + L$$

En donde:

D = Distancia entre el frente del vehículo parado y la orilla de la calzada de la carretera principal.

- W = Ancho de la calzada de la carretera principal
- L = Longitud total del vehículo

Se ha convenido que el valor de D sea igual a 3.00 m, debido a que algunos conductores no paran su vehículo lo más cerca posible de la orilla de la carretera por cruzar.

El valor W depende del número de carriles de la carretera principal. Se ha determinado para el DE-335 una longitud de 5.80 m; para el DE - 610, 9.15 m; para el DE -1220, 15.25 m; y para el DE -1525, de 16.78 m.

La Figura 80 (11.56) muestra la distancia mínima de visibilidad d, necesaria para cruzar con seguridad la intersección en ángulo recto de un camino con carriles de 3.65 m. Partiendo el vehículo de la posición de reposo, para los diferentes tipos de vehículos y para caminos de 2, 4 o 6 carriles.

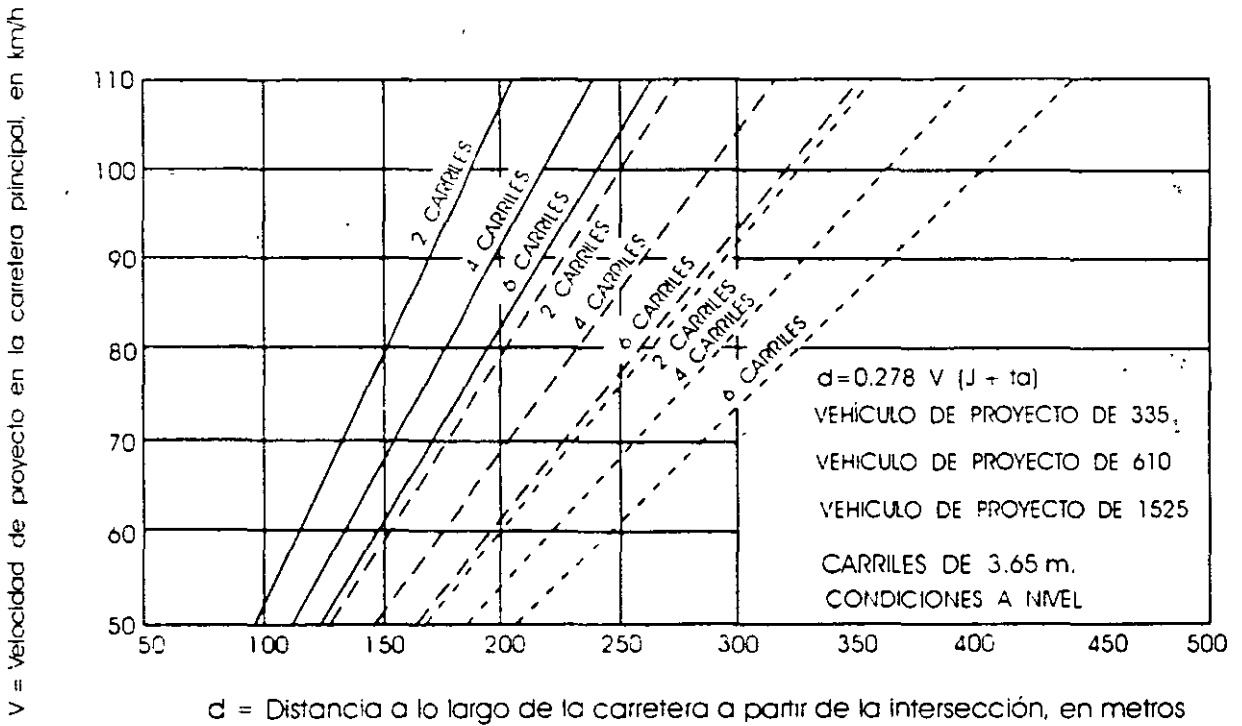


FIGURA 80 DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES CASO III. DISTANCIA DE VISIBILIDAD REQUERIDA A LO LARGO DE LA CARRETERA PRINCIPAL

A fin de comprobar si la distancia de visibilidad a lo largo de la carretera es la conveniente, deberá medirse tal distancia considerando una altura del ojo del conductor de 1.14 m y observando el extremo superior de un objeto de 1.37 m de alto.

En carreteras con faja separadora central de ancho mayor o igual a la longitud de un vehículo, la maniobra de cruce puede realizarse en dos etapas, protegiéndose

el vehículo en la faja al determinarse en la parte central del camino, Cuando la faja separadora central tenga un ancho menor al valor L, se deberá incluir en el valor de W el ancho de la faja, a fin de que el vehículo cruce las calzadas sin detenerse.

c) Efecto del esviajamiento. Cuando dos caminos se interceptan formando un ángulo menor de 90°, será necesario ajustar ciertos factores que determinan la distancia de visibilidad en el triángulo.

En la Figura 81 (11.57) se muestra el triángulo de visibilidad para una intersección esviada, en la cual la longitud AB es mayor BC es menor de lo que sería para una intersección en ángulo recto. Como el análisis se basa en la relación de velocidad y distancia a lo largo de los caminos, la distancia AB carece de importancia, siempre y cuando el área dentro del triángulo se halle libre de obstrucciones a la visibilidad. En intersecciones esviadas con obstrucciones que limitan las distancias de visibilidad, las distancias a y b convenientes para los cálculos, deben medirse paralelamente a los caminos, tal como se muestra en la figura.

En el caso del cuadrante en ángulo obtuso, el ángulo formado por la visual AB y la trayectoria de cualquier de los vehículos, es pequeño y los conductores pueden ver todo el triángulo de visibilidad con sólo mirar ligeramente hacia los lados de su trayectoria. En el caso del cuadrante en ángulo agudo y tratándose de la visual BC, cada conductor se ve precisado a volver la cabeza para ver la totalidad del triángulo. Para intersecciones esviadas deberá de usarse totalmente el procedimiento asignado a los casos II y III. Para el caso III, deberá afectarse la distancia S por el esviajamiento, obtener el valor correspondiente de t_a directamente en la Figura 11.55 y calcular la distancia d por medio de la fórmula:

$$d = 0.278 * V(J + t_a)$$

d) Efecto de la pendiente. En el caso II, la evaluación de la distancia mínima de visibilidad está basada en la distancia de visibilidad de parada para vehículos que circulan sobre carreteras a nivel. Como una o más de las vías que se aproximan a la intersección pueden no ser a nivel, el vehículo que descienda por una pendiente necesita mayor distancia para pararse que aquel que transita a nivel y a su vez el que asciende requiere una distancia menor.

Las pendientes en las ramas de una intersección deberán limitarse al 3%, salvo que las distancias de visibilidad excedan considerablemente a las mínimas de parada a nivel, en cuyo caso la pendiente podrá ser hasta del 6%.

En el análisis del caso III, el tiempo requerido para cruzar la carretera principal se halla materialmente afectado por la pendiente de las ramas en la zona de cruce. Normalmente la pendiente a través de una intersección es tan pequeña que no merece ser considerada, pero cuando la curvatura de la carretera principal obliga

a cierta sobreelevación, dicha pendiente puede ser significativa. En este caso la distancia de visibilidad deberá ser mayor.

Las relaciones aproximadas entre los tiempos de aceleración en pendientes con respecto a los tiempos de aceleración a nivel, tratándose de distancias de cruces semejantes, son como sigue:

Factores de ajuste por pendiente Para tiempo de aceleración					
Vehículo de proyecto	Pendiente del camino transversal en %				
	-4	-2	0	+2	+4
DE-335	0.7	0.9	1.0	1.1	1.3
DE-610	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3
DE-1525	0.8	0.9	1.0	1.2	1.7

Para determinar la distancia de visibilidad d sobre el camino transversal para la condición de pendiente, debe usarse el valor de t_a de la Figura 79 (11.55) ajustando con los coeficientes de la relación anterior.

e) Efecto de una estructura cercana. En las intersecciones a desnivel que incluyen entronques a nivel, como es el caso del Diamante, existente una estructura en las inmediaciones que restringe la distancia de visibilidad en el entronque a nivel. La longitud del camino secundario visible desde el extremo de la rampa, debe ser mayor que el producto de la velocidad de un vehículo que circula sobre aquél, multiplicada por el tiempo necesario para que otro vehículo, entrando en él desde la rampa y partiendo de la posición de reposo sobre ésta, inicie y complete una vuelta izquierda dentro del camino secundario. Sólo así puede un conductor que se halle detenido en el extremo de una rampa, después de mirar a ambos lados del cruce y hallarlo libre de vehículos próximos, estar seguro de que no se verá sorprendido por la aparición de ningún vehículo mientras realiza su vuelta. La única diferencia entre estas condiciones y las de un entronque común a nivel, como el del caso III, consiste en el tiempo y la distancia recorrida por los vehículos que realizan una vuelta hacia la izquierda en vez de cruzar la carretera.

Los vehículos que proviniendo de la rampa, se detienen y esperan a que se despejen los carriles del camino por cruzar, para incorporarse a él mediante vuelta a la izquierda, recorren en su giro 22.00 m, 27.00 m y 39.00 m, según sean vehículos DE-335, DE-610 o DE-1525, respectivamente. Estas distancias se basan en la suposición de que el vehículo se encuentra detenido a 3.00 m de la orilla de la calzada del camino por cruzar y de que al acelerar sigue la trayectoria mínima de vuelta, de acuerdo con el radio de control del vehículo de proyecto empleado, incorporándose a un camino de dos carriles con circulación en ambos sentidos. El tiempo de aceleración puede tomarse de la figura 79 (11.55),

considerando un tiempo de 2 segundos para reacción. Las consiguientes distancias de visibilidad requeridas en función de las diversas velocidades de proyecto y de las tres clases de vehículos, aparecen en la tabla 41.

Tabla 41 Distancia de visibilidad requerida en los extremos de las rampas cercanas a estructuras

Velocidad de proyecto en el camino secundario en la zona de la intersección.	Distancia de visibilidad requerida para permitir que un vehículo de proyecto, partiendo de la rampa, efectúe una vuelta a la izquierda sobre el camino, en metros.		
	vehículo de proyecto supuesto en la terminal de la rampa		
	DE - 335	DE - 610	DE - 1525
30	65.00	90.00	105.00
40	85.00	115.00	140.00
50	110.00	145.00	175.00
60	130.00	175.00	210.00
70	150.00	205.00	240.00
80	170.00	235.00	275.00
90	195.00	265.00	310.00
100	215.00	295.00	345.00
110	235.00	325.00	380.00

Deberá comprobarse el triángulo de visibilidad a que se refiere la Figura 82 (11.58), a fin de confirmar la distancia de visibilidad indicada en la tabla 41. Esta comprobación se efectúa gráficamente tal como se muestran en la figura, a fin de corroborar si existe suficiente distancia de visibilidad más allá del estribo o del parapeto de la estructura. En ciertas ocasiones tendrá que considerarse curvas verticales mayores que las necesarias, para proporcionar la distancia de visibilidad de parada al entroncar el camino secundario. Cuando no sea posible proporcionar la distancia de visibilidad requerida, entonces la estructura tendrá que ampliarse a fin de proporcionar la distancia libre lateral, o bien proceder a instalar semáforos en el lugar.

Isletas

Las intersecciones a nivel que comprende grandes áreas pavimentadas propician el descontrol de los conductores de los vehículos, requieren cruces para peatones muy largos y tienen zonas pavimentadas que no se llegan a usar; aun en intersecciones sencillas, pueden existir áreas en las que algunos vehículos se desvíen de sus trayectorias naturales. El uso de isletas en estos casos, disminuyen en número e intensidad los conflictos en la intersección.

Una isleta es un área definida entre carriles de tránsito, para controlar el movimiento de vehículos o para refugio de peatones. Dentro de una intersección, se considera como una isleta a la faja separadora central o lateral. Una isleta no

tiene un único tipo físico; puede variar, desde un área delimitada o no por guarniciones verticales hasta un área pavimentada, marcada con pintura.

Una intersección a nivel, en la cual el tránsito sigue trayectorias definidas por isletas, se denomina "intersección canalizada".

La isleta tiene una o más de las siguientes finalidades:

- Separación de los conflictos
- Control del ángulo de los conflictos.
- Reducción de las áreas pavimentadas.
- Canalización del tránsito evitando movimientos erráticos en la intersección.
- Disposición para favorecer los movimientos predominantes.
- Protección para peatones.
- Protección y almacenamiento de vehículos que vayan a voltear o cruzar.

Ubicación de dispositivos para el control del tránsito.

- A) Tipos de isletas. Las isletas pueden agruparse en tres grandes grupos, en cuanto a su función.

Canalizadoras. Son las que tienen por objeto encauzar el tránsito en la dirección adecuada, principalmente para dar vuelta.

Separadoras. Son las que se encuentran situadas longitudinalmente a una vía de circulación y separan el tránsito que circula en el mismo sentido o en sentido opuesto.

De refugio. Son áreas para el servicio y seguridad de los peatones.

1. Isleta canalizadoras. Los movimientos erráticos del tránsito, en áreas muy grandes, pueden evitarse al colocar en esas áreas isletas que dejan poco a la discreción de los conductores. Las isletas canalizadoras pueden ser de muchas formas y tamaños; entre las más comunes están la de forma triangular (a) y la semicircular (d), según se ilustra en la Figura 83 (11.59).

Las isletas canalizadoras deberán colocarse de tal manera que el curso apropiado del viaje parezca obvio, continuo y fácil de seguir y deberán permitir a las corrientes de tránsito, en la misma dirección, converger con ángulos pequeños y alinear los movimientos de cruce a cerca de 90°. Los radios de las curvas que delimitan las isletas, deben corresponder o exceder al mínimo necesario para las velocidades de vuelta esperadas.

En aquellas intersecciones en donde hay confusión en el movimiento de los vehículos, es aconsejable probar canalizaciones temporales con dispositivos móviles, observando el comportamiento del tránsito, variando el tamaño y forma de la isleta, antes de proyectarlas y construirlas definitivamente.

Las isletas son de gran utilidad especialmente en las zonas donde los movimientos directos y de vuelta son frecuentes. Es preferible usar pocas isletas grandes que muchas isletas pequeñas, para reducir el peligro.

2. Isletas separadoras. En las intersecciones de caminos no divididos puede ser aconsejable colocar isletas en las ramas de acceso, para regular el tránsito en la intersección. Este tipo de isleta es especialmente ventajosa para controlar el tránsito que da vuelta a la izquierda en las intersecciones esviadas. En la Figura 83 (11.59) se ilustra una variedad de isletas que separan al tránsito que circula en sentido contrario (b, c, e y f) y la isleta (g) que separa los carriles de tránsito en un mismo sentido, para dar acceso a algún servicio o tránsito lateral.

Cuando se amplía un camino para colocar una isleta separadora, Figura 84 (11.60), deberá hacerse de tal manera que las trayectorias a seguir sean evidentes e equivocadas para el conductor: el alineamiento no debe requerir una maniobra considerable del volante. Frecuentemente el camino es una tangente y cuando se requiere una isleta separadora, es necesario usar curvas inversas. En zonas rurales, donde generalmente las velocidades son altas, el grado de curvatura de las inversas deberá ser de 0.5 grados o menos; en caminos de baja velocidad, se pueden aceptar valores no mayores de 1.5 grados. En algunas ocasiones se necesitará ampliar la corona del camino en ambos lados, más o menos simétricamente respecto a su eje, como se muestra en la Figura 11.60-A, o la ampliación puede darse hacia un solo lado dejando el otro en línea recta, como se muestra en la Figura 84 (11.60-B). Cuando se requiere la ampliación en curva, se aprovechan las características geométricas para evitar las curvas inversas, como se muestra en los casos C y D.

3. Isleta de refugio. Son aquellas colocadas sobre o cerca de un paso de peatones, para ayudar y proteger a éstos cuando cruzan el camino. Las isletas a, b, e y f de la Figura 83 (11.59) son ejemplos clásicos. Los conceptos generales para el proyecto de isletas, se aplican a las de refugio, excepto que para éstas son necesarias las guarniciones del tipo vertical.

B) Tamaño y características de las isletas. Las isletas deberán ser lo suficientemente grandes para llamar la atención del conductor. La isleta más pequeña deberá tener como mínimo, un área de 5 m^2 y preferentemente de 7 m^2 . De la misma manera, las isletas triangulares no deberán tener lados menores de 2.50 m y de preferencia de 3.50 m, después de redondear las esquinas. Las isletas alargadas o separadoras, no deberán tener un ancho inferior al 1.20 m ni una longitud menor de 3.50 m. En casos muy especiales, cuando hay limitaciones de espacio, las isletas alargadas, como la b y la g de la Figura 83 (11.59), pueden reducirse a un ancho mínimo absoluto de 0.60 m.

Cuando en intersecciones aisladas se diseñan isletas separadoras, éstas deberán tener como mínimo, una longitud de 30.00 m y deberán colocarse en lugares

perfectamente visibles para el conductor, ya que de otra manera resultan peligrosas.

Las isletas se pueden construir con diferentes materiales, dependiendo de su tamaño, ubicación y función, y de la zona de que se trate, ya sea rural o urbana. Desde el punto de vista físico, las isletas pueden dividirse en tres grupos.

1. Isleta en relieve, limitadas por guarniciones

2. Isletas delimitadas por marcas en el pavimento, botones u otros elementos colocados sobre el pavimento.

3. Isletas formadas en un área de pavimento, delineadas por las orillas de las calzadas.

Las isletas del grupo 1 son las de uso más común en zonas urbanas, en cambio en zonas rurales su empleo es limitado.

Las isletas del grupo 2 son aplicables en zonas urbanas donde las velocidades son bajas y el espacio restringido; en cambio, en zonas rurales se utilizan en los caminos donde una guarnición representa un peligro.

Las isletas del grupo 3 son exclusivas de las zonas rurales y aplicables en aquellas intersecciones donde existe espacio suficiente para grandes radios de curvatura.

C) Diseño de isleta. Las isletas pequeñas se delimitan generalmente con guarniciones, en cambio las isletas mayores con pavimentos contrastantes en color o en textura, con cubiertas vegetales, postes, defensas, o cualquier combinación de éstas. En zonas rurales, las guarniciones de las isletas deberán ser del tipo achaflanado, excepto cuando el uso de una guarnición de tipo vertical sea necesario, como en estructuras o en cruces para peatones. En este caso es conveniente que la altura que sobresale de la superficie de rodamiento no sea mayor de 20 cm.

1. Isletas triangulares. Los contornos de las isletas están determinados por las orillas de las calzadas del tránsito directo y la de los enlaces, con su correspondiente espacio libre lateral a las orillas de la isleta. Los vértices de la isleta, deben ser redondeados o biselados para hacerlos más visibles y facilitar su construcción. El desplazamiento de la isleta, con respecto a los carriles para el tránsito directo, depende del tipo de tratamiento de la orilla y de otros factores, tales como el contraste de la isleta, la longitud de la transición o del pavimento auxiliar antes de la isleta y de la velocidad del tránsito. Dado que las guarniciones se presentan al conductor de una manera repentina deberá desplazarse de la orilla de los carriles, para reducir su vulnerabilidad.

Cuando la guarnición sea de tipo vertical, deberá estar desplazada tanto de los carriles del camino directo, como de los carriles de los enlaces. Cuando la

guarnición sea de tipo achaflanado, solamente estará desplazada de los carriles del camino directo, puesto que en el enlace sólo requiere que la nariz de acceso se desplace de 0.50 m a 1.00 m. Cuando se prolonga el acotamiento a través de la intersección, la isleta se coloca fuera del acotamiento y en caso de que ésta tenga guarnición no habrá necesidad de despiazarla. Cuando el acotamiento sea menor de 0.50 m, la guarnición debe quedar a una distancia comprendida entre 0.50 m y 1.00 m de la orilla del carril del tránsito directo.

En la Figura 85 (11.61) se ilustran los detalles del diseño para tres tamaños diferentes de isletas triangulares en los dos casos generales. En ella se aprecia que al vértice inferior derecho de cada isleta se le da el tratamiento semejante al de una nariz de acceso.

Se consideran como isletas pequeñas, aquéllas de tamaño mínimo o próximo a éste, de acuerdo a lo que se estableció anteriormente y como isletas grandes, aquellas cuyos lados sean mayores de 30.00 m.

Todas las isletas de la Figura 85 (11.61) tienen el vértice de acceso redondeado con un radio de 0.50 m a 1.00 m, el vértice de salida redondeado con un radio mínimo de 0.25 m y el vértice del ángulo recto se redondea con un radio de 0.50 m a 1.50 m. Para el caso de la parte superior de la Figura 85 (11.61), en el que la isleta está colocada en la orilla del carril del camino directo, la guarnición deberá quedar desplazada de 0.50 m a 1.00 m como mínimo, proporcionándose además, para las isletas medianas y grandes, un desplazamiento al vértice de acceso, de 1.20 m a 1.80 m. Cuando el camino directo esté limitado por una guarnición achaflanada, la guarnición de la isleta será similar en su tipo y no será necesario desplazarla de la orilla del carril del camino directo, proporcionando solamente el desplazamiento necesario para el vértice de acceso, lo cual obliga a que la longitud de la orilla de la isleta sea la necesaria para permitir una transición gradual de este desplazamiento.

Las guarniciones de tipo vertical en cualquier caso, deberán estar desplazadas de la orilla del carril del camino directo, para evitar la sensación de restricción que provocan a los conductores.

Cuando las isletas medianas o grandes no estén delimitadas por guarniciones, los desplazamientos indicados son deseables pero no esenciales.

El vértice de acceso de una isleta deberá ser visible para los conductores que se aproximen y deberá estar fuera de las trayectorias de los vehículos, de tal modo que los conductores no tengan que virar para alejarse de la isleta.

Cuando el acotamiento se prolonga a través de la intersección, la orilla de la isleta puede quedar sobre la orilla del acotamiento, como se muestra en la parte inferior de la Figura 85 (11.61). En el caso en que se tenga velocidades altas y la isleta esté precedida por un carril auxiliar, puede ser deseable desplazamiento el vértice de acceso de las isletas grandes, de 0.50 m a 12.0 m de la orilla del acotamiento.

Deberán colocarse dispositivos que prevengan a los conductores con anticipación de la existencia de las isletas, tanto durante el día como en la noche. Las marcas en el pavimento, las rugosidades o los vibradores de concreto, pueden aplicarse ventajosamente en las áreas sombreadas de la Figura 85 (11.61).

2. Isletas separadoras centrales. El vértice de acceso de una isleta separadora central deberá diseñarse cuidadosamente ya que se encuentra en línea directa con el tránsito que se aproxima. En las zonas rurales, el acceso deberá consistir de un ensanchamiento gradual de la raya central, proporcionando por una aplicación de la corona del camino, como se indica en la Figura 86 (11.62). De preferencia, deberá cambiarse gradualmente a una marca realizada, de color y textura contrastante con los carriles de circulación. Esta sección deberá ser tan larga como sea posible.

La guarnición, en el vértice de acceso de la isleta, deberá estar desplazada cuando menos 0.50 m y preferentemente 1.20 m de la orilla interior del carril. El otro extremo de la isleta, es el cruce con el camino transversal se tratará como un remate de faja separadora central.

D) Diseño de los extremos de los enlaces. En donde una corriente de tránsito diverge en dos o en donde dos corrientes convergen en una y la velocidad de los vehículos es alta, se requiere un proyecto especial para asegurar una operación conveniente y sin peligro. Los principios generales de diseño para los extremos de las isletas, previamente discutidos, se pueden aplicar en este caso, pero deberán considerarse algunos aspectos de operación y proyecto más elaborados, como se muestran en las Figuras 87 (11.63) y 88 (11.64).

1. Extremos de salida. La salida de un camino que incluya un carril para cambiar de velocidad, deberá tener la nariz desplazada con respecto a la orilla de la calzada del tránsito directo, para hacerla menos vulnerable. A partir de la nariz debe proporcionarse un ahusamiento gradual, formando una cuña pavimentada en el lado del carril de tránsito directo, para permitir a los conductores que hayan iniciado la maniobra de salida erróneamente, regresar a su carril. En el diseño del extremo para estas condiciones es preferible emplear una guarnición para proteger la nariz, aun cuando los carriles del tránsito directo no la tengan, con el objeto de mejorar el encauzamiento y la visibilidad. Cuando no se construya una guarnición en la nariz, el desplazamiento y los detalles del ahusamiento siguen siendo aplicables.

El desplazamiento "C" de la nariz, a partir de la orilla de la calzada del tránsito directo, en la Figura 87 (11.63-A), depende de la longitud y forma de la cuña pavimentada. Para salidas direccionales, se usa un desplazamiento de 1.20 m a 3.65 m, como se indica con la línea llena. A medida que la salida sea más gradual será más larga la cuña pavimentada y más suave la curva de salida, siendo así mayor el desplazamiento de la nariz requerido para maniobras correctivas. El desplazamiento específico a escoger, dentro del rango de 1.20 m a 3.65 m,

depende principalmente de un buen juicio, considerando las trayectorias de los vehículos sobre un plano a escala de la salida. En un área canalizada reducida, con radios adecuados únicamente para bajas velocidades, se pueden aplicar desplazamientos de la nariz de 0.60 m a 1.20 m, pero en el extremo de una rampa menos restringida, el desplazamiento deberá ser mayor. Para diseños con el carril de deceleración paralelo al eje del camino principal, como se muestra en la Figura 87 (11.63-A) con línea discontinua, el desplazamiento de la nariz en el lado del camino directo deberá ser el mismo ancho del carril de deceleración, o sea de 3.35 m a 3.65 m.

Cuando la rama de acceso tiene un acotamiento cuyo ancho total se continúa más allá de la nariz, como se indica en la Figura 87 (11.63-B), el mismo acotamiento proporciona el desplazamiento necesario del lado del camino directo para permitir las maniobras de corrección descritas anteriormente.

Para el lado del enlace, es suficiente un desplazamiento de 0.50 m a 1.00 m, en la mayoría de los diseños similares a los mostrados en las Figuras 87 (11.63-A, B y C. A) medida que la importancia del enlace aumenta, el desplazamiento de la nariz debe ser mayor, hasta alcanzar 1.80 m como se indica en la Figura 87 (11.63-D). Si un camino que tenga tres carriles en un mismo sentido de circulación, se bifurca continuando con dos carriles en cada rama, como se muestra en la Figura 87 (11.63-D); en la nariz, debe haber un desplazamiento de por lo menos la mitad de un carril o sea de 1.80 m, a cada lado de la orilla de las calzadas. En el caso de áreas urbanas donde el derecho de vía está restringido, el desplazamiento mínimo que deberá emplearse será de 0.60 m y preferiblemente 1.20 m.

La longitud Z del ahusamiento de la nariz del lado del camino directo, deberá ser suficiente para permitir a un conductor, que se ha desviado equivocadamente a la derecha, librar la nariz y regresar al camino directo

Se considera que un conductor necesita un segundo por cada metro de desplazamiento lateral, para pasar de un carril a otro. Con los dispositivos preventivos colocados normalmente en la nariz y suponiendo que un conductor desconcertado reduce su velocidad, puede suponerse, para el caso de salida, que la mitad de la maniobra de corrección se efectúa antes de la nariz. Bajo esta base, la longitud mínima del ahusamiento de la nariz en metros, puede expresarse como:

$$Z = \frac{V * 1 * C}{2 * 3.6}$$

o sea $Z = 0.139 VC$, siendo V la velocidad de marcha en el camino directo en km/h y C el desplazamiento en metros. En la tabla 42 se muestran algunos valores para la longitud mínima del ahusamiento de la nariz por cada metro de desplazamiento de ésta y para variar velocidades de proyecto.

Cuando el número de carriles de tránsito directo se reduce pasando el extremo de salida, como se muestra en la Figura 87 (11.63-C), el área de recuperación deberá ser mucho más larga que cuando el número de carriles permanece constante. El área de recuperación deberá proyectarse como un carril de aceleración según lo marcado en la tabla 35, en cuyo caso, es necesario suponer una cierta velocidad para el vehículo. Puede suponerse que la mayoría de los vehículos operan a la velocidad de marcha del camino directo, a menos que los carriles estén operando llenos. De la misma manera, el tránsito directo que hace uso del carril derecho, compartiéndolo con los vehículos que van a salir y que, por lo tanto, reducen su velocidad con cierta anticipación a la salida, se verán forzados a circular a velocidades menores que la de marcha en el camino. Por lo tanto, la longitud del área de recuperación, deberá ser suficiente para permitir a los vehículos lentos, incorporarse al tránsito en los carriles directos. Para su cálculo se recomienda que la velocidad al inicio del área de recuperación varíe entre 30 y 50 km/h, alcanzando la velocidad de proyecto del camino directo.

Tabla 42 Longitud mínima del ahusamiento de la nariz

velocidad de proyecto del camino directo km/h	Velocidad de Marcha, km/h	z = longitud en metros de la transición por metro de desplazamiento de la nariz (c)
50	46	6
60	55	8
70	63	9
80	71	10
90	79	11
100	86	12
110	92	13

Los lineamientos generales de las salidas a la derecha de la Figura 87 (11.63-A, B y C), también se aplican cuando se trate de las salidas a la izquierda.

2. Extremos de entrada. El vértice de la isleta, en el extremo de entrada de cualquier enlace, deberá ser lo más pequeño posible. Cuando se use guarnición, deberá redondearse con un radio entre 0.25 y 0.50 m. Cuando no se use guarnición el remate correspondiente suele redondearse en forma más aguda. El enlace de entrada debe proyectarse lo más paralelamente que se pueda al camino directo, como se muestra en la Figura 88 (11.64). En intersecciones pequeñas canalizadas, la longitud y el radio del enlace de entrada puede no ser suficiente para hacer los ajustes y obtener la condición de casi paralelos, en cuyos casos el extremo de convergencia es la simple intersección de las orillas de las calzadas.

En la Figura 88 (11.64-A) se muestra un diseño para una entrada con un carril de aceleración, ya sea de tipo direccional como el de la línea continua o del tipo paralelo, como el de la línea discontinua. Cuando el ancho de la calzada del enlace correspondá al caso I (un carril de operación en un solo sentido, sin previsión para el rebase), este ancho W_1 se emplea uniformemente hasta el extremo de la entrada. Cuando el ancho de la calzada corresponda al caso II (un carril de operación en un solo sentido, con previsión para rebasar un vehículo estacionado), el ancho W_2 deberá reducirse al ancho W_1 en el extremo de la entrada, para asegurar la incorporación con un solo carril y evitar que los vehículos que entran lo hagan con trayectorias divagantes en el camino directo.

La reducción del ancho de la calzada puede obtenerse ajustando simplemente el lado izquierdo o el derecho del extremo de entrada y deberá tener una longitud tal que permita al conductor ajustarse a ella. Para el cálculo de la longitud de la transición necesaria para reducir el ancho de la calzada, puede aplicarse la razón de un segundo por cada metro de reducción. De donde, la longitud mínima, puede expresarse como sigue:

$$F = \frac{V * 1 * (W_2 - W_1)}{3.6}$$

$$\therefore F = 0.278 * V * (W_2 - W_1)$$

en donde F es la longitud mínima en metros requerida para la reducción de ancho de la calzada; V es la velocidad de marcha del enlace en km/h; y $(W_2 - W_1)$ es la reducción de la calzada en metros. En la tabla 43 se muestran algunos valores de la longitud mínima requerida para la reducción del ancho de la calzada.

Cuando el volumen de tránsito que entra, supera la capacidad de un carril, o cuando la suma de este volumen más el del tránsito directo, rebasa la capacidad del camino directo, se deberá adicionar un carril en el camino directo y prologarse a partir del enlace de entrada, como se muestra en la Figura 88 (11.64-B). En estas condiciones, el ancho de la calzada del enlace, corresponderá a la de los casos II o III de la tabla 33.

Cuando dos caminos de dos carriles en un solo sentido convergen a una calzada común, el diseño toma la forma mostrada en la Figura 89 (11.65 C). Para convergencias a altas velocidades, la entrada deberá hacerse con ángulos pequeños procurando que la transición sea uniforme con una relación de 50:1, para obtener una reducción gradual de cuatro a tres carriles.

Dispositivos para el control del tránsito

El proyecto de los dispositivos para el control del tránsito, especialmente el señalamiento y las marcas en el pavimento, debe hacerse conjuntamente con el proyecto geométrico para obtener el equilibrio necesario entre ambos. El proyecto geométrico no puede considerarse completo sino hasta que se han determinado las necesidades de dispositivos de control y pueden éstos instalarse de tal manera que aseguren una operación segura y eficiente.

Tabla 43 Longitud mínima requerida para la reducción del ancho de la calzada en los extremos de entrada

velocidad de proyecto en el enlace km/h	velocidad de marcha km/h	f = longitud mínima requerida para una reducción del ancho de la calzada (w_2-w_1) en metros de:					
		1.20	1.85	2.45	3.05	3.35	3.65
25	24	8	12	16	20	22	24
30	28	9	14	19	24	26	28
40	37	12	19	25	32	34	38
50	46	15	24	31	39	43	47
60	55	18	28	37	47	51	56
70	63	21	32	43	52	59	64

El Manual de Dispositivos para el Control de Tránsito⁵⁸ presenta normas para lograr uniformidad en el diseño y uso de tales dispositivos. Los proyectos de señalamiento, marcas en el pavimento y demás dispositivos necesarios para el control en las intersecciones, deberán realizarse de acuerdo con las normas establecidas en este Manual.

Entronques a nivel

Un entronque a nivel aplica la realización de un proyecto que permita al conducto efectuar oportunamente las maniobras necesarias para la incorporación o cruce de las corrientes de tránsito.

Los tipos generales de entronques a nivel se ilustran en la Figura 89 (11.65). Las formas que adoptan éstos son de tres ramas, de cuatro ramas, de ramas múltiples y de tipo glorieta. Una clasificación más amplia incluiría otras variedades como entronque simples, con carriles adicionales y canalizados.

Numerosos factores entran en la selección del tipo de entronque y en el tamaño del mismo. Los de mayor importancia son el volumen horario de proyecto de los caminos que se interceptan, su índole y composición y la velocidad de proyecto.

Las características del tránsito y la velocidad de proyecto afectan muchos detalles del diseño, pero tratándose de seleccionar el tipo de entronque, reviste menos importancia que el volumen de tránsito. Los volúmenes de tránsito, actuales y futuros, son de suma importancia respecto a los movimientos directos y de vuelta.

A menudo las condiciones locales y el costo del derecho de vía influyen al seleccionar el tipo de entronque. Una distancia de visibilidad limitada, por ejemplo, puede hacer necesario el control del tránsito mediante señales o semáforos. El alineamiento y la pendiente de los caminos que constituyen la intersección y los ángulos de la misma, pueden llevar a la consideración de canalizar o emplear áreas auxiliares pavimentadas, independientemente de la densidad del tránsito.

Al diseñar los entronques debe considerarse cuidadosamente su apariencia a la vista del conductor. Una curva inversa suele tener apariencia agradable en el plano, pero en perspectiva, para el conductor podrá resultar confusa y forzada. A fin de evitar cambios bruscos en el alineamiento, debe proporcionarse una longitud de transición suficiente ya sea mediante espirales o curvas compuestas; así como la distancia entre curvas inversas, que permita tomar la curva cómodamente a la vez que da una grata impresión al conductor.

Debe también considerarse la combinación entre los alineamientos horizontales y verticales. Una curva horizontal cerrada a continuación de la cresta de una curva vertical, es absolutamente inconveniente en el área de un entronque.

Alineamientos de los entronques

Los entronques presentan áreas de conflicto y constituyen, por ende, peligros potenciales. El alineamiento y las condiciones del cruce deben, por tanto, permitir al conductor discernir con claridad sobre las maniobras necesarias para pasar por un entronque con plena seguridad, ocasionando la mínima interferencia. Para ello, el alineamiento horizontal deberá ser lo más recto y el vertical con las mínimas pendientes posibles. De la misma manera, la distancia de visibilidad deberá ser igual o mayor al mínimo asignado para condiciones específicas de entronques. De otra manera, resulta difícil para el conductor prever los actos de los otros conductores, o percibir los mensajes de los dispositivos de control y manejar al mismo tiempo su propio vehículo.

A) Modificaciones al alineamiento horizontal. En muchas ocasiones, las condiciones del lugar establecen limitaciones en el alineamiento definitivo y en la pendiente de los caminos que se interceptan. Pero a menudo es posible modificarlos para mejorar las condiciones de circulación y reducir los peligros, particularmente en carreteras.

Independientemente del tipo de entronque, es conveniente tanto desde el punto de vista de la seguridad como de la economía, que los caminos se crucen en un ángulo lo más próximo a 90°, pues en aquellos que se interceptan con esviajamiento se limita la visibilidad, especialmente a los vehículos pesados, además, en los entronques esviajados, es mayor el tiempo en que existe riesgo

para los vehículos que cruzan la corriente principal, lo que aumenta la potencialidad de accidentes. Por tanto, resulta altamente benéfica la práctica de modificar el alineamiento horizontal de una de las ramas, de modo que se intercepten en la forma que se muestra en la Figura 90 (11.66-A y B). Las curvas introducidas deben proporcionar seguridad en la conducción y permitir velocidades cercanas o iguales a las de los accesos de la carretera, pues de otra manera resultarían tan peligrosas como el cruce esviado.

Otro sistema para modificar el alineamiento horizontal del camino secundario en un entronque esviado, es realizarlo escalonadamente o en zig-zag, como se muestra en la Figura 90 (11.66-C y D). Para ello, basta con introducir una curva sencilla en cada rama del camino secundario. Los términos, camino principal y camino secundario, se usan para indicar la relativa importancia de las vías que forman la intersección y no el carácter específico de cada una.

Cuando la dirección del camino secundario corresponda a la indicada en la Figura 90 (11.66-C), el resultado es inoperante, ya que el vehículo para volver a tomar aquél, tiene que realizar una vuelta a la izquierda sobre el camino principal. Por ende, esta disposición no debe emplearse, a menos que el tránsito del camino secundario sea muy escaso, o bien que el camino secundario tenga un carácter, netamente local y su tránsito, es su mayoría, se incorpore al del camino principal, en vez de proseguir de frente. Donde la dirección del camino secundario, corresponda a la indicada en la Figura 90 (11.66-D), la disposición es más operante porque para entrar en el camino principal el vehículo realiza una vuelta a la izquierda, la que se efectúa fácilmente esperando un espacio entre los vehículos que circulan por el camino principal y más adelante da vuelta hacia la derecha, para volver a tomar el camino secundario con muy poca interferencia al tránsito principal.

Si bien es preferible efectuar un cruce en ángulo recto, es permisible cierto esviado. Los ángulos de esviado hasta de 30°, producen sólo una pequeña disminución en la visibilidad que no amerita re alineamiento.

Siempre que sea posible se evitarán los entronques sobre curvas cerradas, ya que la sobreelevación y la ampliación en las curvas complican el proyecto. Cuando el camino principal esté en una curva y el camino secundario constituya la prolongación de una tangente, será preferible realinear el camino secundario como se muestra en la Figura 90 (11.66-E), a fin de conducir directamente el tránsito hacia el camino principal y mejorar la visibilidad en el punto de intersección. Esta práctica presenta la desventaja de una sobreelevación del pavimento, inconveniente para los vehículos que dan vuelta y debe ser aplicada solamente donde la curva presenta una sobreelevación moderada.

B) Modificaciones al alineamiento vertical. En los entronques donde se instalen señales de ceda el paso o de alto, o semáforos, las pendientes deben ser lo menor posible en los tramos empleados para almacenar los vehículos que se detienen momentáneamente. La mayoría de los vehículos cuando se hallan sobre

una pendiente, tienen los frenos aplicados para mantenerse inmóviles mientras el motor funciona, a menos que la pendiente sea inferior al 1%

Tratándose de vehículos ligeros, las distancias calculadas para frenar y acelerar sobre pendientes del orden del 3% difieren muy poco de las correspondientes a nivel, cuando las pendientes sobrepasan este valor requieren ajustes en los diversos factores del proyecto para producir condiciones equivalentes a las que se presentan en las carreteras a nivel. La mayoría de los conductores son incapaces de calcular el incremento o disminución de las distancias necesarias para acelerar o frenar, de acuerdo con el grado de la pendiente. Sus deducciones y reacciones normales pueden conducirlos a error en un momento crítico. Por tanto, las pendientes mayores del 3% deberán quedar eliminadas en los entronques; cuando las condiciones hagan tal abatimiento excesivamente costoso, la pendiente no deberá exceder del 6%, haciéndose los correspondientes ajustes en los factores el proyecto.

Las rasantes y secciones transversales de las ramas de un entronque deberán de ajustarse desde una distancia conveniente, a fin de proporcionar un acceso apropiado y el drenaje necesario. Normalmente, el camino principal debe conservar su rasante, a través del entronque y la del camino secundario ajustarse a ella. Las rasantes de los enlaces deben ajustarse a las pendientes transversales y longitudinales de los caminos.

Por regla general, los alineamientos horizontales y vertical de los caminos en o cerca de un entronque, se hallan sujetos a mayores restricciones que en el camino abierto. Su combinación en el sitio del entronque y en las proximidades de éste, deben permitir en todo momento al conductor una clara visibilidad de los carriles de tránsito y comprensión absoluta sobre cualquier dirección que pretenda tomar, libre de toda aparición repentina de peligros potenciales.

Diseños para disminuir o evitar maniobras erróneas

Un problema inherente a los entronques estriba en la posibilidad de que algunos conductores efectúen maniobras erróneas, a pesar del señalamiento, al tratar de entrar o salir a cualquiera de los caminos, utilizado un enlace diseñado para circular en sentido contrario. Este problema de entrar equivocadamente ha sido causa de numerosos accidentes, los cuales se pueden disminuir si se atienden ciertos detalles en el diseño de los extremos de los enlaces.

En la Figura 91 (11.67) se muestra el caso de un entronque a nivel constituido por el camino secundario y las rampas de un entronque a desnivel tipo diamante.

Para evitar o disminuir las maniobras erróneas, es recomendable el uso de isletas canalizadoras que encaucen a los vehículos que circulan por la rampa hacia el camino secundario y desanimen a los que circulan por el camino secundario, que equivocadamente quieran entrar a la rampa. Para tal fin debe utilizarse el radio de control que defina un arco tangente a la orilla izquierda de la calzada de la rampa

y el eje central del camino secundario. En la Figura 91 (11.67-A) se muestra que además de que las isletas constituyen medios para canalizar el tránsito por trayectorias correctas, pueden emplearse eficazmente para ubicar señales.

Cuando el camino secundario tiene faja separadora central, ésta se puede utilizar como un medio para evitar la maniobra errónea según se muestra en la Figura 92 (11.68-B), donde se aprecia que la faja separadora central hace que la vuelta a la izquierda hacia la rampa de salida, resulte muy forzada y que la esquina formada por la orilla izquierda de la rampa de salida y la del camino secundario, evita desde éste las vueltas erróneas hacia la derecha.

Las señales y las marcas adicionales sobre el pavimento son elementos importantes para evitar las vueltas en sentido contrario. En la Figura 91 (11.67-A) se presenta un ejemplo de señalamiento en el entronque a nivel. Se han usado otros dispositivos tales como marcas en el pavimento o semáforos de destello. Hallándose en la actualidad varios métodos y dispositivos en vías de investigación. Con todo, aún no se ha encontrado una solución definitiva al problema de las entradas en sentido contrario en los extremos de las rampas.

Tipos de entronques a nivel

En cada caso particular, el tipo de un entronque a nivel se halla determinado tanto por la topografía y el uso de la tierra, como por las características del tránsito y el nivel de servicio deseado. Cualquier tipo de entronque puede variar ampliamente en dimensiones, forma y grado de canalización. A continuación se analizará cada tipo de entronque, con las variantes que puede presentar.

Primero se analizarán los entronques simples, para después pasar a los tipos más complejos, algunos de los cuales constituyen adaptaciones especiales. Los principales factores por considerar son: los volúmenes del tránsito, la velocidad y las características de los caminos en cuestión. Igualmente se exponen las condiciones en que habrá de realizarse cada tipo de entronque.

A) Entronque de tres ramas. Las formas básicas de entronques de tres ramas, aparecen ilustradas en las Figuras 93 (11.69) a 97 (11.73). Estos entronques pueden adoptar la forma de "T" o de "Y"; cualquiera que ésta sea, los principios generales de diseño son aplicables a ambos casos.

1. Entronques simples y con carriles adicionales. En la Figura 11.69-A, aparecen ilustrado el tipo más común de entronque en T; en éste la calzada conserva un ancho normal en ambos caminos exceptuando la zona destinada para vueltas. Este tipo de entronque se adapta a intersecciones entre caminos secundarios o locales y en términos generales, a intersecciones de caminos secundarios con carreteras de mayor importancia, siempre que el esviamiento no sea muy pronunciado. En áreas rurales generalmente se emplea este tipo para el entronque entre carreteras de dos carriles con escasos volúmenes de tránsito.

En áreas urbanas o suburbanas pueden operar satisfactoriamente aun con altos volúmenes y en caminos de carriles múltiples.

Donde las velocidades son altas y los movimientos de vuelta frecuentes, habrá de asignarse un carril adicional para facilitar las maniobras, en la forma que se ilustra en las Figuras 93 (11.69 B, C y D). Este carril adicional reduce por una parte el peligro originado por los vehículos que dan vuelta y por otra incrementan la capacidad. Las vueltas a la izquierda procedentes de los carriles del camino principal son particularmente peligrosas porque los vehículos tienen que decelerar y quizá detenerse antes de completar la vuelta. Los entronques con carriles adicionales permiten a los conductores en la corriente de tránsito directo, rebasar fácilmente a los vehículos que deceleran. Las intersecciones ya existentes pueden adaptarse convenientemente, ampliándolas, para lograr el tipo que aparece en las Figuras 93 (11.69 B y C).

La Figura 93 (11.69-B) muestra un carril adicional, con acabado contrastante; del lado donde el camino secundario entronca con el principal, el cual actúa como un carril para cambio de velocidad destinado a ambas vueltas a la derecha.

La Figura 93 (11.69-C) presenta el caso de un carril adicional ubicado en el lado opuesto a donde entronca el camino secundario. La Figura 93 (11.69-D) ilustra el caso en que el carril adicional está en el centro del camino principal. Este diseño es más susceptible de aplicarse que el anterior, ya que el conductor que gira hacia la izquierda desde el camino principal prefiere efectuar un movimiento directo que lo encauza al carril central, lo que permite al tránsito que sigue de frente, circular a la derecha del vehículo que decelera, o se detiene; iguales ventajas ofrece respecto de los vehículos que voltean hacia la izquierda, procedentes del camino secundario.

Otro diseño, que no se ilustra, consiste en la asignación de un carril adicional a cada lado del camino principal de dos carriles, convirtiéndolo, en las proximidades de la intersección, en un tramo de cuatro carriles; combinación que resulta apropiada para los casos en que la capacidad en el sitio de la intersección se ve reducida. Además, el camino secundario puede aplicarse en uno o en ambos lados, como se indica en la parte izquierda de la Figura 93 (11.69-D), para facilitar la circulación y aumentar su capacidad.

2. Entronques canalizados. Donde se justifique una trayectoria de vuelta mayor que la mínima, habrán de asignarse enlaces para las vueltas derechas, con el fin de reducir el área pavimentada del entronque. Puede usarse un solo enlace en uno de los cuadrantes, cuando el volumen de tránsito que efectúa la maniobra de vuelta lo justifique, como se indica en la Figura 94 (11.70-A), o en aquellos cuadrantes donde el ángulo de vuelta es muy agudo debido al esviajamiento de la intersección.

La figura 94 (11.70-B) corresponde a un entronque con dos enlaces. Este diseño no favorece las vueltas hacia la izquierda desde el camino principal, ya que el

enlace para vueltas a la derecha, destinado al tránsito que se dirige al camino principal, debe ser lo más angosto posible para desanimar a los conductores que intenten entrar en él dando vuelta hacia la izquierda desde el camino principal.

La Figura 94 (11.70-C) muestra un entronque canalizado por medio de una isleta separadora ubicada sobre el camino secundario; el sitio para la isleta se proporciona ampliando la corona de este camino y asignando a los movimientos de vuelta a la derecha radios superiores al mínimo. El extremo de la isleta generalmente se localiza de 2.50 a 3.60 m de la orilla de la calzada del camino principal, para dar lugar a las trayectorias de los vehículos que dan vuelta izquierda. Este diseño resulta operante en aquellas vías de dos carriles con altos volúmenes de tránsito, donde se carece de espacio para establecer enlaces y a la vez, se desea realizar un diseño sencillo. Tratándose de volúmenes de tránsito que fluctúan entre intermedios y altos, en relación a la capacidad de las vías, en camino principal deberá ampliarse con un carril adicional como se muestran en las Figuras 93 (11.69-C y D).

La Figura 94 (11.70-D) muestra un entronque con isleta separadora y enlaces para vueltas a la derecha, diseño que es adecuado para carreteras de importancia, con dos carriles, cuyos volúmenes sobre el camino principal, fluctúan entre intermedios y altos y con un número considerable de vueltas. Todos los movimientos principales de la intersección se verifican sobre carriles separados.

3. Entronques canalizados con circulación en los enlaces en ambos sentidos. La Figura 95 (11.71-A) presenta un entronque con enlaces de circulación en ambos sentidos, formados por una isleta triangular grande, que permite a los vehículos que dan vuelta, tanto a la derecha como a la izquierda, circular a velocidades superiores a la mínima, con movimientos mejor dirigidos y menores distancias de recorrido que en los diseños anteriores. El inconveniente de este diseño consiste en que, al seguir los vehículos su trayectoria natural para dar vuelta hacia la izquierda, cruzan un carril cuyo tránsito circula en sentido contrario. Casi de frente a ellos, tanto a la entrada como a la salida de los enlaces (punto a, b, y c). Por bajas que sean las velocidades, los cruces en ángulos tan abiertos son siempre peligrosos. Este diseño no es recomendable si no está controlado por un semáforo, excepto en los sitios donde los volúmenes de tránsito son bajos y el terreno plano.

En la Figura 95 (11.71-B) se muestra un diseño similar al anterior en el que debido al ángulo de esviaje, los cruces en los puntos e y f son casi normales, lo que lo hace menos peligroso. En este diseño la isleta deberá ser tan grande como sea posible y deberá colocarse una señal de "Alto" en el punto e.

La Figura 95 (11.71-C) muestra un entronque en ángulo agudo en el que el enlace superior es de un solo sentido. Este diseño puede resultar inconveniente en carreteras de dos carriles, en donde el tránsito que da vuelta hacia la izquierda desde la vía principal, puede verse inducido a entrar erróneamente en el enlace; esto se evita con una faja separadora a lo largo de la zona del entronque. En

intersecciones de menor importancia, conviene eliminar este enlace, simplificando el diseño como se indica con la línea punteada.

La Figura 95 (11.71-D) corresponde a un entronque formado por carreteras de carriles múltiples, con volúmenes considerables, tanto de frente como de vuelta. Para un mejor servicio habrán de asignarse calzadas separadas con circulación en ambos sentidos. Este diseño requiere un sistema coordinado de semáforos en los puntos g y h y probablemente j, la isleta triangular deberá ser de un tamaño suficientemente grande para que pueda almacenar los vehículos que esperan la luz verde del semáforo. Es necesario cuidar el equilibrio entre el volumen de tránsito y la capacidad determinada por el número y ancho de carriles, por el ciclo del semáforo y por las áreas de almacenamiento.

4) Entronques con alto grado de canalización. En carreteras con elevados volúmenes de tránsito y frecuentes movimientos de vuelta se requieren entronques con alto grado de canalización como los mostrados en las Figuras 96 (11.72) y 97 (11.73). La Figura 96 (11.72-A) corresponde a una intersección de caminos con dos carriles, donde los volúmenes de tránsito se aproximan a su capacidad. En el camino principal se ha ampliado la corona de dos a cuatro carriles incluyendo las isletas separadoras, estableciéndose así en ambas direcciones un carril exclusivo para el tránsito directo y otro para los movimientos de vuelta. Sobre el camino secundario todos estos movimientos se realizan en carriles separados. Los diseños de la Figura 96 (11.72) son recomendables para los extremos de las rampas de un entronque a desnivel, especialmente en aquellos con forma de trébol parcial.

La Figura 96 (11.72-B) ilustra un entronque de carreteras divididas con faja separadora central cuya anchura es del orden de cinco o diez metros, dentro de los cuales se ha proporcionado un carril adicional para los movimientos de vuelta izquierda. También se proporcionan carriles de cambio de velocidad para las vueltas a la derecha. Cuando las vueltas hacia la izquierda, partiendo de la carretera principal, alcancen un volumen cuyo control requiere semáforo, pueden asignarse dos carriles dentro de la faja separadora central.

La Figura 96 (11.72-C) muestra un entronque cuya canalización adopta la forma de un bulbo. El camino principal cuenta con una faja separadora central de doce metros o más. Las velocidades son altas y los movimientos de vuelta izquierda no requieren, por su volumen, control mediante semáforo. Cuando sea necesario, podrían incluirse carriles adicionales a expensas de la faja separadora, indicados por la línea punteada. Esta solución es también apropiada para carreteras de dos carriles, siempre y cuando se incluya una faja separadora central en las ramas de la intersección, como se muestra en la parte derecha del croquis. Su principal inconveniente es que requiere una gran superficie.

La Figura 97 (11.73-A) corresponde a un entronque en Y canalizado, adecuado para dos carreteras que convergen en ángulo agudo. Este diseño es realizable, ya sea con caminos divididos o en caminos de dos carriles en ambos sentidos. Como

las vueltas hacia la izquierda son las de menor importancia se realizan en U a cierta distancia de la intersección principal (punto a). Las vueltas hacia la derecha se efectúan en el punto b y corresponden por lo común, a diseños superiores al mínimo. Los movimientos de vuelta marcados con a y b pueden realizarse mediante un ramal separado con circulación en ambos sentidos y alejados del punto principal de la intersección, como lo indica la letra c.

La Figura 97 (11.73-B) muestra una solución similar a la de forma de bulbo de la Figura 96 (11.72-C). Los dos movimientos de vuelta izquierda están diseñados en forma tal, que se cruzan dentro de la faja separadora central, la cual debe tener una anchura de veinticinco metros o más para que exista un efecto positivo en la canalización. La vuelta a la izquierda desde el camino secundario, deberá estar controlada por una señal de "Alto" en los dos puntos de cruce. Cuando el volumen de tránsito requiera de semáforo para su control, puede adaptarse este proyecto a fajas separadoras centrales más angostas, como lo indican las líneas punteadas.

Otra variación de este mismo diseño aparece en la Figura 97 (11.73 -C). El cruce de los dos movimientos de vuelta izquierda no se verifica dentro de la faja separadora central, sino a un lado del camino principal. Como la operación es similar a la del caso anterior, pueden aplicarse las consideraciones expuestas. El diseño aparenta estar canalizado en exceso; sin embargo, con suficiente separación entre los enlaces, una isleta grande en el punto d y control mediante semáforos coordinados en los tres sitios de cruce, podría dar servicio a elevados volúmenes de tránsito.

En la Figura 97 (11.73-D) aparece un diseño especial para entronques en T o en Y correspondiente a una carretera de carriles múltiples. Para realizar los movimientos de vuelta a la izquierda, partiendo del camino principal, el conductor sale por la derecha y cruza la propia carretera para entrar en el camino secundario. Este diseño resulta adecuado en aquellos sitios donde el camino secundario da servicio a una zona que genera volúmenes de tránsito alto, pero relativamente de corta duración; como una planta industrial, un campo deportivo o un centro de recreo. Debe controlarse mediante semáforos semi accionados por el tránsito y funcionando a tiempo fijo durante las citadas horas de volumen máximo. Puede lograrse una gran capacidad haciendo el ramal inferior destinado a los movimientos que van de e a g, suficientemente anchos en el sitio de cruce, en forma que pueda dar servicio a la circulación de dos o tres carriles. Usualmente, el control mediante semáforos de dos fases resulta suficiente porque cuando los movimientos e - g se han acumulado, los vehículos que van de g a f están en aptitud de circular. La vuelta hacia la derecha f - g se efectúa en circulación continua cuando se le asigna un ramal.

B) Entronque de cuatro ramas. En la Figura 98 (11.74) a 101 (11.77) aparecen las formas básicas de entronques de cuatro ramas. Los principios generales de diseño, la disposición de las isletas y el uso de áreas auxiliares de pavimento, así como la mayor parte de lo expuesto respecto a entronques de tres ramas, se aplican igualmente a los de cuatro ramas.

1. Entronque simple y con carriles adicionales. La Figura 98 (11.74-A)

Este diseño resulta ventajoso cuando requiera una intersección a desnivel destinada principalmente a servir durante las horas de volumen máximo, pero cuya inversión no se halle justificada porque dicho volumen es específico.

Ilustra la forma más simple de entronque de cuatro ramas sin canalizar, apropiado para cruces de caminos de bajo volumen de tránsito y a menudo para los sitios en que éstos interceptan un camino de alto volumen, siempre y cuando el esviamiento de la intersección no sea excesivo y que el volumen de tránsito que da vuelta, sea escaso. El pavimento de los accesos es continuo a través de todo el entronque y sus esquinas se hallan rodeadas para facilitar los movimientos de vuelta.

La Figura 98 (11.74-B) muestra un entronque con carriles adicionales, que incrementan su capacidad para los movimientos directos y de vuelta. Los carriles adicionales permiten a los vehículos que sigan de frente, rebasar a los que circulan lentamente o a los que se detienen para dar vuelta: pueden tener cualquiera de las formas mostradas en la figura, es decir: el carril adicional completo o únicamente la transición, dependiendo de los volúmenes de tránsito y del dispositivo de control utilizado. Los carriles adicionales resultan esenciales, cuando el volumen del tránsito sobre el camino principal se aproxima al de su capacidad bajo condiciones de circulación continua, o cuando los volúmenes de tránsito directo y del que cruzan ameritan la instalación de un semáforo.

La longitud del carril adicional debe calcularse de la misma forma que la de los carriles para cambio de velocidad y la longitud en que el ancho de este carril sea uniforme, debe ser mayor de 45.00 m, del lado de acceso, y de 60.00 m del lado de la salida del entronque.

La Figura 98 (11.74-C) muestra un entronque con carriles adicionales dentro de la isleta separadora central, que está definida por marcas en el pavimento. Este diseño resulta adecuado para caminos con dos carriles, donde las velocidades son altas, las intersecciones poco frecuentes y los movimientos de vuelta hacia la izquierda, peligrosos. El ensanchamiento del pavimento debe ser gradual, adoptando sus orillas la forma de curvas inversas de medio grado como máximo. La zona marcada en el pavimento mide en su parte más ancha 3.65 m como mínimo, y los carriles para el tránsito principal, a los lados de esta zona, deberán ser de 0.60 m a 0.90 m, más anchos que en los accesos. Este diseño ofrece mayor protección que el anterior a los vehículos que voltean hacia la izquierda, procedentes del camino principal, resultando adecuado para entronques que requieren semáforo. Las marcas sobre el pavimento no constituyen una separación efectiva, como podría serlo una isleta separadora con guarniciones, pero resultan ventajosas donde la presencia de arena o nieve constituye un problema de mantenimiento, o bien, donde la introducción de una isleta con guarniciones represente un peligro.

2. Entronques canalizados. En la Figura 99 (11.75) se muestran ejemplos de los diseños usuales de este tipo, con canalizaciones simples. Es frecuente proporcionar enlaces para vueltas a la derecha como el indicado en la Figura 11.75-A, cuando los movimientos de vuelta a la derecha son importantes, o para dar servicio a vehículos de grandes dimensiones; también se constituyen en aquellos cuadrantes donde el ángulo de vuelta excede considerablemente a los 90°.

La Figura 99 (11.75-B) muestra un entronque esviado a 45° o más, con enlaces separados y con circulación en ambos sentidos. Los vehículos pueden girar fácilmente hacia la derecha o hacia la izquierda, eliminándose las maniobras molestas y las invasiones a los carriles en sentido contrario; sin embargo, los múltiples puntos de cruce y el amplio ángulo de esviamiento pueden hacer peligroso este tipo de entronque. Preferentemente, uno o ambos caminos deben ser modificados para reducir el ángulo de esviamiento, o cuando el espacio lo permita, conviene realizar una canalización doble en Y, como la que muestra la Figura 97 (11.73-A).

La Figura 99 (11.75-C) muestra un cruce con enlaces en sus cuatro cuadrantes, adecuado para los sitios donde haya suficiente espacio disponible y elevado volumen de tránsito que dé vuelta, particularmente en áreas suburbanas donde transiten peatones. Este diseño no se aplica comúnmente en carreteras de dos carriles. Cuando uno o más de los movimientos de vuelta a la derecha requieren enlace, generalmente resultan necesarios carriles adicionales para completar los movimientos correspondientes de vuelta izquierda: en este caso se ensancha la vía en la forma que muestran las Figuras 98 (11.74-B, C y E).

La Figura 99 (11.75) ilustra un entronque con isletas separadoras sobre el cambio secundario. Este diseño se ajusta a grandes volúmenes de tránsito, cuya capacidad depende de los anchos de calzada en el entronque. La sencillez de un diseño lo hace, en muchos casos, preferible al que muestra la Figura 99 (11.75-C).

El diseño que aparece en la Figura 99 (11.75-E) resulta conveniente para caminos de dos carriles cuya operación se halle cercana a su capacidad o bien para aquéllos donde circulen volúmenes moderados a altas velocidades. En el acceso del entronque, la calzada del camino principal, de dos carriles, se convierte en un tramo de cuatro carriles, con una isleta separadora. Los carriles adicionales se utilizan para cambios de velocidad, maniobras o circulación lenta de los vehículos que dan vuelta. La canalización sobre el camino secundario puede adoptar diversas formas, dependiendo de los volúmenes que cruzan y que dan vuelta, así como de la dimensión de los vehículos.

3. Entronques con alto grado de canalización. Los volúmenes y la velocidad de tránsito en carreteras divididas, justifican a menudo un alto grado de canalización que dé preferencia a los movimientos predominantes del entronque.

La Figura 100 (11.76-A) muestra un entronque donde los movimientos de vuelta en el cuadrante inferior derecho son muy significativos, para lo cual se ha provisto un carril a expensas de la faja separadora central para vuelta a la izquierda y un enlace para dar vuelta a la derecha. Los movimientos restantes de vuelta son de menor importancia. Las vueltas hacia la izquierda, en el cuadrante opuesto se facilitan mediante el remate ahusado de la faja separadora, permitiendo, por lo menos que un automóvil se detenga en espera de dar vuelta fuera del pavimento destinado al tránsito directo.

La Figura 100 (11.76-B) presenta un diseño para un cruce de importancia entre dos autopistas. Los enlaces para vuelta hacia la derecha, con carriles para cambios de velocidad y los carriles en la faja separadora central para vueltas a la izquierda, proporcionan un alto grado de eficiencia en la operación, permitiendo al tránsito directo circular sobre la carretera a una velocidad razonable.

La Figura 100 (11.76-C) muestra un diseño con suficiente separación entre las calzadas de cada sentido que permite alojar una isleta central alrededor de la cual circulan satisfactoriamente los vehículos. La separación requerida entre calzadas es de 25.00 m o más. La isleta central debe quedar a una distancia apropiada de la orilla de la calzada o de la faja separadora y tener radios no menores de 10.00 m. No se trata precisamente de una glorieta sino de un diseño para separar efectivamente los movimientos de vuelta a la izquierda, dándoles la adecuada protección, así como facilitar a los camiones con remolque y demás vehículos, cruzar más fácilmente la carretera y con menor riesgo que en los entronques de cuatro ramas, anteriormente descritos. Este diseño resulta adecuado para cruces importantes de carreteras divididas donde se dispone de suficiente derecho de vía, las pendientes son suaves y donde las fajas separadoras son anchas o pueden ser fácilmente ensanchadas. Este diseño se controla mediante señales de Alto o por medio de semáforos; en este último caso, la separación de los movimientos y los espacios de almacenamiento de vehículos alrededor de la isleta, a menudo eliminan la necesidad de múltiples fases en el semáforo, conservándose la capacidad del entronque con semáforos de dos fases.

La Figura 101 (11.77-A) ilustra un diseño con dos carriles o carril doble dentro de la faja separadora central, para vuelta hacia la izquierda. Requiere semáforo para el control del tránsito, con una fase exclusiva para vuelta a la izquierda y resulta particularmente conveniente en áreas suburbanas o urbanas cuando en uno de los cuadrantes existe un volumen elevado de vehículos que dan vuelta. El doble carril alojado a expensas de la faja separadora central, debe quedar separado de los del tránsito directo, ya sea por una isleta alargada como la que ahí aparece, o mediante marcas en el pavimento, o bien señales, para evitar que los conductores del tránsito directo entren inadvertidamente en los carriles de la faja separadora. Para dar vuelta a la izquierda, los vehículos salen de los carriles del tránsito directo y entran en los de la faja separadora en una sola fila, pero una vez en ellos, disponen de los dos carriles y al observar la luz verde efectúan la vuelta simultáneamente. La abertura de la faja separadora y la calzada del camino secundario deben ser suficientemente amplias para alojar dos filas de vehículos.

La Figura 101 (11.77-B) muestra un diseño específico para aquellos casos en que existen en uno de los cuadrantes, volúmenes excepcionalmente altos, tanto del tránsito directo como del que da vuelta. La fuerte circulación hacia la izquierda se desvía del punto principal de la intersección por medio de un enlace diagonal separado, creándose dos intersecciones adicionales. Se alcanza un alto grado de eficiencia mediante la sincronización progresiva de los semáforos, a través de una adecuada regulación de sus fases, en relación con las distancias y ancho de calzada entre los tres puntos de conflicto. Debe dejarse una distancia mínima de 60.00 m (preferentemente 90.00 m) entre intersecciones. Deberá proporcionarse un carril adicional en la faja separadora central, para los movimientos de vuelta izquierda hacia el enlace diagonal, con dos carriles, si es necesario. En movimiento de vuelta a la derecha, usando el citado enlace, tendrá circulación continua siendo conveniente proporcionar un carril auxiliar a lo largo de ambas carreteras. Este diseño debe usarse donde no sea factible un entronque a desnivel, cuando los volúmenes de tránsito de los movimientos en otros cuadrantes alcancen las proporciones del tránsito directo, pueden asignarse alcances diagonales adicionales. El entronque a desnivel resulta generalmente imprescindible cuando los volúmenes de tránsito que dan vuelta, sobrepasan a los de tránsito directo en más de un cuadrante.

C) Entronques de ramas múltiples. Pertenecen a esta clasificación aquellos entronques con cinco o más ramas. Estos entronques deben ser enviados siempre que sea posible. Cuando los volúmenes sean ligeros y exista control de Alto, puede consultarse conveniente que todas las ramas se intercepten en un área común pavimentada en su totalidad. Con excepción de los cruces de menor importancia, puede incrementarse la seguridad y eficiencia del entronque, mediante re acondicionamientos que alejen de la intersección principal algunos conflictos. Esto se logra realineando una o más de las ramas y canalizando algunos de los movimientos a los entronques secundarios adyacentes, como muestra la Figura 102 (11.78).

La Figura 102 (11.78-A) muestra la aplicación más sencilla de este principio en un entronque con cinco ramas. Se ha realineado la rama diagonal para unirse al camino vertical o suficiente distancia del punto principal de la intersección, a fin de formar dos entronques distintos, de operación sencilla.

El camino horizontal es en este caso el camino principal y la rama diagonal ha sido realineada a fin de localizar el entronque secundario sobre el camino de menor importancia.

La Figura 102 (11.78-B) corresponde a un entronque con seis ramas, dos de las cuales han sido realineadas para formar un cruce simple, algunas decenas de metros a la derecha de la intersección principal, convirtiéndose así en un entronque de cuatro ramas. Este diseño se aplica cuando el camino vertical de lado izquierdo, es la ruta más importante. Si el camino horizontal fuera la vía de mayor importancia, sería preferible desviar las ramas diagonales hacia la otra

carretera, creando así tres entronques separados a lo largo del camino de menor importancia.

La Figura 102 (11.78-C) corresponde a un diseño donde se interceptan tres caminos, formándose un entronque de seis ramas en el que las ramas diagonales se han realineado hasta unirse con el camino horizontal. Los carriles diagonales están reservados al tránsito que sale de la intersección y los movimientos de entrada se efectúan en puntos alejados de la intersección principal. Este diseño ha funcionado eficientemente en zona urbana, con semáforos de tres fases, coordinados, en los tres puntos de intersección.

La Figura 102 (11.78-D) muestra un entronque en el que las dos de sus cinco ramas que se interceptan formando un ángulo agudo, están realineadas mediante una canalización y que las convierte en un solo sentido de circulación para entroncar en la intersección principal como un camino dividido.

D) Efecto del control mediante semáforo. La mayoría de los entronques ilustrados y expuestos en los párrafos precedentes resultan adecuados para señales de alto o para semáforos. En los entronques que no requieren semáforos, el ancho normal de calzada en los caminos convergentes se mantiene uniforme en la zona de la intersección, con la posible adición de carriles para cambio de velocidad, carriles de almacenamiento o transiciones. Cuando los volúmenes de tránsito alcanzan niveles que requieren control mediante semáforos, a menudo tendrá que aumentarse en uno o dos el número de carriles para el tránsito directo: cuando el volumen de tránsito en las ramas del entronque se aproxime a la capacidad bajo condiciones de circulación continua, posiblemente tendrá que duplicarse el número de carriles en cada dirección para acomodar dicho volumen bajo el control de semáforo.

Otras características geométricas susceptibles de modificarse por la instalación de un semáforo son, la longitud y el ancho de los carriles de almacenamiento, la localización de los ramales, los espaciamientos de los entronques secundarios y posiblemente la ubicación y dimensiones de las isletas a fin de acomodar los postes de semáforo o los arbotantes.

El proyecto de un entronque que requiera control mediante semáforo, se realiza en mejor forma considerando conjuntamente el diseño geométrico, el análisis de capacidad, los volúmenes horarios de proyecto y los controles físicos.

Glorietas

Las glorietas son una forma especial de los entronques a nivel. Su proyecto abarca muchos de los elementos discutidos en este capítulo, aquí se analizan únicamente los elementos adicionales aplicables al diseño de glorietas. La Figura 103 (11.79) presenta la nomenclatura correspondiente a las mismas.

A) Ventajas y desventajas de las glorietas. Las glorietas tienen algunas ventajas sobre tipo de entronque a nivel de la misma capacidad, pero presenta desventajas que limitan grandemente su uso.

1. Ventajas.

a) La circulación en un solo sentido dentro de las glorietas da por resultado un movimiento de tránsito continuo y ordenado. Normalmente, todo el tránsito se mueve simultáneamente y continuamente a baja velocidad. Cuando se trata de escasos volúmenes, se producen muy pocos retrasos debido a reducciones de velocidad y ninguna demora por paradas.

b) Los movimientos usuales de cruces oblicuos de los entronques a nivel de reemplazar por entrecruzamientos. Los conflictos por cruces directos quedan por lo tanto eliminados, ya que el tránsito en todos los carriles convergen o divergen formando ángulos pequeños. Los accidentes ocasionados por tales movimientos son de poca importancia y constituyen en su mayoría, daños a la propiedad únicamente.

c) Todas las vueltas pueden efectuarse con facilidad, si bien se produce una longitud adicional de recorrido para todos los movimientos, exceptuando las vueltas derechas.

d) Las glorietas son especialmente, adecuadas para entronques de cinco o más ramas.

e) Una glorieta, normalmente, cuesta menos que un entronque de desnivel; que pudiera construirse en la misma área.

2. Desventajas

a) La capacidad de una glorieta es inferior a la de un entronque correctamente canalizado.

b) Las glorietas no operan satisfactoriamente cuando los volúmenes de tránsito de dos o más de las ramas de la intersección, se aproximan simultáneamente a su capacidad, particularmente si son caminos de cuatro o más carriles.

c) Las glorietas necesitan mayor derecho de vía y mayor superficie de rodamiento, resultando generalmente más costosas que otros entronques a nivel.

d) Las grandes áreas que se requieren para construir las glorietas impiden su uso en zonas congestionadas.

e) Debido a que el área requerida debe ser relativamente plana, el uso de glorietas se ve restringido a zonas con esa topografía.

f) No son adecuadas en aquellos lugares donde existe un movimiento grande de peatones a través de la intersección, ya que su paso interrumpe el tránsito de vehículos. En algunos casos, en zonas urbanas, las glorietas operan mediante semáforos. Lo que anula el principio básico de las glorietas, que es la circulación continua.

g) Las glorietas requieren grandes dimensiones cuando los caminos que forman la intersección son para alta velocidad, y ello es debido a que necesitan una longitud de entrecruzamiento muy larga, o bien cuando la intersección está formada por más de cuatro ramas; en este caso, deberá compararse el tiempo de recorrido en la glorieta con los tiempos de espera e un entronque canalizado, especialmente respecto a los movimientos de vuelta.

h) Para obtener una operación segura y eficiente en una glorieta son necesarias numerosas señales, las cuales deberán prestar servicio tanto durante el día como la noche. Resulta difícil obtener un señalamiento adecuado que no confunda a los conductores no familiarizados con la zona. Generalmente se necesita iluminación y paisaje, cuyo costo deberá considerarse en el estudio comparativo con una alternativa de entronque canalizado.

i) Las glorietas no pueden adaptarse fácilmente a un desarrollo por etapas. Intentarlo conduce a un proyecto excesivo para las condiciones de tránsito iniciales.

j) Para que una glorieta funcione satisfactoriamente, deberá controlarse las entradas y salidas.

B) Condiciones de tránsito favorables para el proyecto de glorietas. Las glorietas requieren la subordinación de los movimientos individuales del tránsito, a favor del tránsito general. Muy rara vez puede reunirse en un proyecto todas las ventajas de las glorietas sin la inclusión de algunas de sus desventajas. El proyecto final debe resultar equilibrado.

1. Composición de proyecto. Las glorietas son adaptables a caminos con cualquier velocidad de proyecto. Sin embargo, tratándose de carreteras para alta velocidad, es necesario reducirla considerablemente, lo que se consigue mediante el diseño adecuado de los accesos y el señalamiento. Una buena visibilidad en los accesos de las vías para alta velocidad, disminuirá como es lógico, la posibilidad de accidentes en la glorieta.

2. Velocidad de proyecto. Las glorietas son adaptables a caminos con cualquier velocidad de proyecto. Sin embargo, tratándose de carreteras para alta velocidad, es necesario reducirla considerablemente, lo que se consigue mediante el diseño adecuado de los accesos y el señalamiento. Una buena visibilidad en los accesos de las vías para alta velocidad, disminuirá como es lógico, la posibilidad de accidentes en la glorieta.

3. Volumen de tránsito. Las glorietas son más eficientes cuando los volúmenes de tránsito procedentes de las diferentes ramas que forman la intersección son aproximadamente iguales. Un volumen total de 3 000 vph procedente de todas las ramas de la intersección, parece ser la capacidad de las glorietas de primer orden. Con todo, en algunas ocasiones el volumen total de las ramas de la intersección no norma el criterio de proyecto. Su capacidad se rige por el tránsito principal y por el que se entrecruza en el sitio crítico de confluencia de la glorieta.

4. Otras consideraciones. Las glorietas se adaptan mejor a las condiciones de tránsito cuando el volumen que da vuelta iguala o supera al que sigue de frente; esto ocurre frecuentemente en áreas suburbanas, donde un camino radial intercepta un anillo periférico, las glorietas en estos lugares tienen, además, la ventaja de reducir la velocidad de tránsito de llegada.

C) Velocidad de proyecto en las glorietas. No puede establecerse un patrón general para el proyecto de las glorietas. Cada una requiere, atendiendo a la interrelación de todos sus detalles, un proyecto determinado.

En la glorieta, los vehículos deben transitar a una velocidad uniforme para poder incorporarse, entrecruzarse y salir de la corriente de tránsito, desde y hacia las ramas de la intersección, sin serios conflictos. La velocidad de proyecto para la glorieta deberá ser fijada inicialmente y a ella deberán sujetarse todos los elementos de proyecto, para lograr uniformidad. Dicha velocidad de proyecto estará en función de las correspondientes a los caminos que se intersectan. Cuando se tiene una marcada disminución de velocidad, se incrementan los peligros, con menoscabo de la utilidad misma de la intersección. Por otra parte, los proyectos para alta velocidad dentro de la glorieta, requieren áreas muy extensas y distancias de recorrido muy grandes. El proyectista deberá buscar un equilibrio que no exija una reducción drástica de la velocidad sobre las ramas de la intersección y que conduzca a un proyecto de dimensiones prácticas y operación adecuada.

Las primeras experiencias en áreas urbanas indicaron que la velocidad más eficiente en las glorietas oscilaba entre 25 y 40 km/m. En áreas rurales se descubrió posteriormente, que tales velocidades no eran satisfactorias cuando los caminos que formaban la glorieta estaban proyectados para velocidades entre 60 y 110 km/m. La experiencia ha demostrado que las glorietas pueden ser empleadas efectivamente, cuando su velocidad de proyecto se aproxima o resulta algo inferior a la velocidad de marcha de los caminos que forman la intersección.

En caminos proyectados para velocidades de 50 a 70 km/h, la velocidad de proyecto de la glorieta debe corresponder a velocidad de marcha del camino; específicamente, a 46 y 63 km/h, respectivamente. Para velocidades de proyecto en el camino superior a 70 km/h, la velocidad correspondiente en la glorieta deberá ser relativamente baja para que sus dimensiones se mantengan dentro de límites prácticos. Por ejemplo, para una velocidad de proyecto de 60 km/h, se

requiere un radio mínimo de 113.00 m; este radio describe la orilla interna de la calzada de la glorieta y conduce a un diámetro exterior de aproximadamente 300.00 m. Cuando se trata de un proyecto oval, en eje mayor será todavía más grande. Tales dimensiones son casi prohibitivas, y para velocidades de proyecto mayores, resulta impracticable.

El descenso en la velocidad, efecto de la diferencia entre la correspondiente a los caminos y la de la glorieta, deberá efectuarse en los accesos que aquéllos, lográndose mediante el uso de señales, isletas y otros dispositivos para el control del tránsito. Ello explica por qué, tratándose de caminos con una velocidad de proyecto alta, se ha limitado el uso de las glorietas.

D) Longitudes de la zona de entrecruzamiento. La longitud de entrecruzamiento es la distancia que existe entre los extremos de las isletas canalizadoras, como se observa en la Figura 11.79. En cada zona de entrecruzamiento se produce un movimiento de entrecruce y dos que no son de entrecruce. Los vehículos que se entrecruzan efectúan su maniobra en la parte más angosta de la calzada. Independientemente del número de ramas de la intersección, el proyecto del ancho de la calzada entre dos ramas adyacentes depende de la magnitud de los movimientos antes mencionados. La longitud y anchura de la zona de entrecruzamiento determinan la facilidad de maniobra para los vehículos y de hecho, la capacidad misma del tramo.

Una longitud de entrecruzamiento de 180.00 m, conduce al doble o al triple de la capacidad correspondiente a un tramo de 30.00 m de longitud. Estas dimensiones parecen ser, en la práctica, las longitudes máximas y mínimas respectivamente, ya que en una longitud menor de 30.00 m se resuelven los movimientos de entrecruzamiento de una manera semejante a cualquier otro tipo de entronque a nivel; y una de 180.00 m constituye el máximo, si se desea mantener a la glorieta dentro de dimensiones prácticas. Esto, sin embargo, depende del número de ramas que formen la intersección y del ángulo de éstas.

Completando el criterio anterior, puede decirse que la longitud de la zona de entrecruzamiento no debe ser menor que la requerida para maniobrar, con volúmenes bajos, a la velocidad de proyecto de la glorieta.

Para el cálculo de la longitud de la zona de entrecruzamiento, deberá aplicarse el criterio señalado en la parte correspondiente del capítulo relativo a capacidad.

E) Isleta central. El diseño de la isleta central depende de la velocidad de proyecto de la glorieta, del número y ubicación de las ramas de intersección y de las longitudes de entrecruzamiento requeridas. Existen varias posibles posiciones para cada entrada y salida y cada combinación de ellas sugiere una forma diferente para la isleta central. El diseño de la glorieta se inicia conectando los caminos con un solo sentido de circulación de entrada y salida para formar una figura cerrada previéndose las distancias mínimas de entrecruzamiento. Una vez hecho esto se ajusta la figura para el radio de la isleta central correspondiente a la

velocidad de proyecto. Asimismo, las condiciones propias del lugar pueden requerir futuros ajustes a la forma de la isleta central. Los ajustes pueden realizarse con mayor facilidad en un plano o escala del sitio donde se ubicará la glorieta. Puede ser deseable realinear una o más de las ramas de la intersección con el fin de que los vehículos reduzcan su velocidad al entrar a ella, pero la curvatura no deberá ser tan pronunciada que reduzca la distancia de visibilidad.

Una isleta central puede diseñarse como un círculo, el cual ocupa el área mínima, en su perímetro, todos los segmentos de la glorieta pueden proyectarse para la misma velocidad. Sin embargo, un círculo o polígono regular no es deseable desde el punto de vista del tránsito, excepto en aquellos casos en que los caminos que se interceptan son equidistantes sobre el perímetro de la glorieta y tienen aproximadamente los mismo volúmenes. En la mayoría de los casos los caminos no se interceptan en una manera uniforme ni el tránsito presenta una trayectoria balanceada durante la hora de máxima demanda, una zona de entrecruzamiento puede tener volúmenes altos, que involucren tanto movimientos directos como de entrecruzamiento. Estas zonas de entrecruzamiento deben ser tan largas como sea posible. Así, la provisión de zonas de entrecruzamiento adecuadas, frecuentemente termina con la simetría en el diseño y puede resultar que una isleta central resulte alargada o de forma oval.

F) La calzada de la glorieta. La calzada de la glorieta es la que tiene un solo sentido de circulación alrededor de la isleta central. En combinación con las entradas y salidas, su anchura varía generalmente a lo largo de cada zona de entrecruzamiento, pero las anchuras mínimas para las diferentes zonas de entrecruzamiento son usualmente las mismas. Por conveniencia, esta anchura mínima se denomina anchura de la calzada de la glorieta. Figura 103 (11.79). Si existen demandas de tránsito desiguales durante la hora de máxima demanda, estas anchuras para las diferentes zonas de entrecruzamiento pueden no ser las mismas. La combinación de la anchura de la calzada de la glorieta y la longitud de la zona de entrecruzamiento, determina la capacidad de la glorieta.

La anchura mínima de la calzada de la glorieta debe ser el equivalente a dos carriles de 3.65 m. Generalmente la anchura mínima deberá ser igual o exceder a la mitad de la anchura total de la rama de la intersección más ancha, más la anchura de un carril. Normalmente la anchura máxima recomendada es área rural es de cuatro carriles, ya que anchuras excesivas inducen a los vehículos a bandear peligrosamente durante períodos de bajo volumen de tránsito.

El número de carriles en la zona de entrecruzamiento deberá obtenerse de acuerdo con la metodología indicada en la parte correspondiente del capítulo relativo a capacidad. Considerando las condiciones de operación restringidas en las entradas y salidas de la glorieta, la AASHTO recomienda que el volumen de servicio que interviene en el cálculo, varié de 800 a 1 000 vehículos ligeros por hora, pudiendo utilizar hasta 1 200 vehículos ligeros por hora, cuando el tránsito está constituido principalmente por automóviles.

El alineamiento de la calzada de las glorietas deberá permitir a los vehículos pasar de una rama u otra sin cambios bruscos de dirección, dejando a los vehículos que dan vuelta a la derecha, circular dentro de la zona de entrecruzamiento siguiendo una trayectoria natural. La máxima utilización de la sección transversal se asegura con un poco más de calzada, como se muestra por la línea continua exterior de la Figura 104 (11.80-A). Generalmente es deseable tener una orilla de calzada curvilínea entre ramas adyacentes, como se muestra en la parte derecha de la misma figura. Si no se siguen estas recomendaciones, es fácil caer en un alineamiento defectuoso como el mostrado en la Figura 104 (11.80-B), en donde se aprecia que parte de la calzada no se utiliza, originando que las dimensiones den un valor falso de su anchura y longitud.

G) Entradas y salidas. La operación satisfactoria de una glorieta depende grandemente del comportamiento de los conductores en entrar y salir de la calzada de la glorieta. Al entrar al tránsito puede hacerlo con eficiencia y seguridad, cuando su velocidad es aproximadamente igual a la del tránsito en la glorieta. Esto se obtiene reduciendo la velocidad del tránsito que se aproxima a la glorieta y proyectando los accesos para una velocidad aproximadamente igual a la del interior de la glorieta.

Las salidas deberán tener una velocidad de proyecto similar a la de la glorieta y preferentemente deberá ser mayor para alentar a los conductores a dejar la glorieta rápidamente, lo que satisface la tendencia natural de los conductores a aumentar su velocidad al dejar la intersección. Una velocidad de proyecto muy alta para la salida no es objetable, pero puede requerir un derecho de vía considerable y resulta una curva tan larga, que reduzca la longitud de la zona de entrecruzamiento. Estos factores deberán equilibrarse en el diseño.

H) Isletas canalizadoras. El diseño de las isletas que dividen el acceso para formar las entradas y salidas, afectan directamente la operación en la glorieta. Básicamente, se aplican las normas de proyecto indicadas en el inciso 11.4.10. Para asegurar ángulos de entrecruzamiento adecuados se deberá prestar especial atención a la canalización.

Las isletas y las entradas y salidas se diseñan en conjunto. Las isletas deberán tener el tamaño y la forma adecuados para delinear claramente la trayectoria a seguir y dar cabida al señalamiento, iluminación y refugio de peatones.

I) Pendientes transversales de la calzada. Aunque la relación entre el radio, la velocidad y la pendiente transversal de la calzada citada anteriormente es aplicable a glorietas, generalmente existe alguna dificultad para proporcionar las pendientes transversales deseadas. Esto es debido a la curvatura opuesta entre la calzada de la glorieta y las entradas y salidas, además de la limitación práctica de la diferencia de pendientes para minimizar el balanceo lateral de los vehículos al cruzar el lomo de la corona, especialmente de aquellos que tengan su centro de gravedad muy alto. Para que la diferencia algebraica de las pendientes

transversales de la calzada de la glorieta sea pequeña, deben ajustarse entre sí las sobre elevaciones de las ramas y de la calzada de la glorieta.

En la Figura 105 (11.81) se ilustra la forma recomendada para la variación de la pendiente transversal de la calzada de la glorieta.

Se sugiera para el diseño de glorietas las siguientes diferencias algebraicas de la pendiente transversal, representando ésta un equilibrio entre las deseadas para una sobre elevación adecuada y la eliminación de grandes cambios de pendientes transversales.

Velocidad de proyecto para calzada de la glorieta (km/h)	Máximas diferencias algebraicas de pendientes transversales en el lomo de la corona (m/m)
25 – 40	0.07 – 0.08
40 – 50	0.06 – 0.07
50 – 60	0.05 – 0.06

El valor más pequeño de los mostrados anteriormente deberá emplearse cuando se espere un movimiento fuerte de camiones y para pavimentos rígidos que preserven el lomo teórico de la corona. Los valores mayores pueden emplearse cuando predominen los automóviles, o cuando la construcción de pavimento flexible facilite redondear la sección transversal en el lomo de la corona.

J) Distancia de visibilidad y pendientes. La distancia de la visibilidad en los accesos a una glorieta deberá ser suficiente para que el conductor pueda percibirse con anticipación de las isletas canalizadoras y central. La distancia de visibilidad en el principio de la isleta canalizadora deberá exceder la distancia de visibilidad de parada para la velocidad de proyecto del camino de acceso. Si es posible, esa distancia deberá tener como mínimo 180.00 m.

A través de toda la glorieta las pendientes deberán ser tan planas como sea posible, para permitir a los conductores maniobrar sin reducir la velocidad debido a cambios en la pendiente. Las pendientes en las glorietas no deberán exceder de 3%

K) Guarniciones y acotamientos. Dentro de la glorieta, la totalidad de la isleta central y la isleta canalizadoras deberán estar limitadas por guarniciones, para mejorar la visibilidad y servir como una barrera parcial. Se tendrá una excepción a la regla cuando la isleta central sea un promontorio, lo que se discutirá posteriormente. Como las isletas canalizan el tránsito, deberá ser altamente visible con guarniciones achaflanadas a excepción de los lugares donde haya cruces de peatones, en donde deberá usarse una guarnición tipo vertical. En el perímetro exterior de la calzada de la glorieta no es necesario usar guarniciones.

Cuando se tenga una gran proporción de tránsito no familiarizado con la zona y paradas por conductores desorientados en adición a aquéllos de vehículos descompuestos, es deseable disponer de acotamientos, los cuales deberán contrastar en color y en textura con la caizada de la glorieta.

L) Paisaje. El paisaje en las glorietas deberá ser una parte integral del proyecto. La esencia del control del tránsito en las glorietas radica en la reducción de velocidad, más la indicación de la trayectoria vehicular a seguir. Un paisaje bien proyectado ayuda apreciablemente a la obtención de estos objetivos. Por ejemplo: el color contrastante y la textura de una isleta cubierta de pasto o árboles plantados de manera desordenada y al azar o un grupo de árboles enfrente del camino de acceso, que visto desde la distancia, enfatiza la necesidad de un movimiento de vuelta e induce a los operadores de los vehículos a reducir su velocidad.

Los automovilistas aprecian la apariencia de un buen paisaje en las glorietas, pero deben evitarse las plantas que constituyen un obstáculo lateral a la visual.

En áreas rurales existen algunas ventajas para las isletas centrales en montículos, ya que de por sí representa un aviso de su existencia a los conductores que se aproximan, asegurando que ellos preverán las vueltas y reducción de velocidad necesarias. Asimismo, pueden proyectarse con un acotamiento izquierdo para evitar los gastos de una guarnición. Las isletas centrales en forma de montículos y una pantalla de plantas, reducen eficientemente el deslumbramiento en las ramas opuestas de la intersección. Además de desorientar al conductor, el deslumbramiento proveniente de las luces al otro lado de la isleta central, pueden sugerir una continuidad en el camino de acceso y ocasionar que los conductores sigan en línea recta sin reducir su velocidad. Deberán eliminarse las hileras de árboles y postes que den la sensación de que continúan la rama de acceso.

M) Dispositivos para el control del tránsito. Las glorietas requieren señales que sean efectivas durante el día y durante la noche; deberán ser reflejantes y preferentemente iluminadas, juegan un papel principal en la operación segura de la glorieta, particularmente en la reducción de velocidad y son un suplemento necesario para el proyecto, como se ha mencionado en los párrafos anteriores.

Las rayas o marcas en el pavimento no son necesarias o deseables en la calzada de la glorieta ni en las entradas y salidas. Las superficies pavimentadas entre isletas canalizadoras y entradas y salidas adyacentes, funcionan como zona de entrecruzamiento y operan sin necesidad de marcar los carriles de circulación.

Las marcas en el pavimento para separar carriles son normalmente útiles en cualquier camino, tanto para separar el tránsito de corrientes opuestas como para segregar el tránsito en una misma dirección cuando se tengan varios carriles. Deberán emplearse en todas las ramas de la intersección con varios carriles de circulación. En caminos de dos carriles es deseable marcar el acceso a la isleta canalizadora con una raya continua para guiar al tránsito a la derecha de la isleta,

ya que la decisión para iniciar el movimiento de entrecruzamiento generalmente la toma el conductor cuando aún se encuentra en la entrada y su maniobra final la completa cuando se encuentra en la salida. Todas las marcas sobre el pavimento deberán terminarse en la islleta canalizadora.

El control de Alto y Siga puede necesitarse en aquellas glorietas con un volumen de tránsito grande y un número considerable de peatones y en donde la glorieta no tenga el tamaño adecuado. Estas condiciones ocurren con mayor probabilidad en áreas urbanas y muchas glorietas urbanas existentes están ahora operando con señales de alto y con semáforo, o con ambos. La finalidad esencial de esta operación con semáforo, es mantener en movimiento al tránsito de la glorieta a expensas del retraso y almacenamiento en los caminos de acceso. Esto se logra al programar el semáforo de tal manera que dé mayor tiempo de luz verde al tránsito que sale de la glorieta que el correspondiente al tránsito entrando a ella.

Cuando las condiciones sean tales que obliguen a interrupciones frecuentes del tránsito en las ramas de la glorieta, el diseño de la glorieta deberá analizarse y compararse con otros tipos de intersecciones canalizadas. Cuando el tránsito debe parar, el patrón de operación es el correspondiente a un entronque canalizado y ya que la forma de la glorieta tiene la desventaja de ocasionar una mayor distancia de recorrido y posiblemente tenga una menor capacidad.

N) Iluminación. Es deseable que las glorietas tengan iluminación.

O) Tipos de glorietas. Los tipos de glorietas ilustrados en la Figura 106 (11.82) pueden tener una variedad de formas dependiendo de la posición relativa y carácter de los caminos de acceso y al lugar y las condiciones del tránsito. En la Figura 106 (11.82-A) se muestra una glorieta con tres ramas, la cual se utiliza en muy raras ocasiones debido a la distancia extra de recorrido y a que la disminución de la velocidad del tránsito no se justifica para evitar los pocos puntos de conflicto de una intersección canalizada, la cual es usualmente más práctica en su diseño y más simple en su operación.

En la Figura 106 (11.82-B) se muestra una glorieta de cuatro ramas. La isleta central es normalmente alargada sobre el camino principal para favorecer el mayor movimiento directo.

La Figura 106 (11.82-C) ilustra una disposición para una glorieta de cinco ramas. La isleta central se muestra en forma circular aunque las condiciones del lugar y del tránsito generalmente dictaminan una forma irregular o alargada. Las glorietas de ramas múltiples necesitan de grandes áreas por los requisitos de las longitudes y del número de zonas de entrecruzamiento. En las intersecciones de ramas múltiples se considera que una glorieta es mejor solución que un entronque canalizado.

En la Figura 106 (11.82-D) se ilustra una adaptación de los principios de la glorieta que esencialmente es un equilibrio entre una intersección a nivel y una glorieta. El

tránsito directo en el camino principal pasa a través de la glorieta y no se involucra en el entrecruzamiento. El tránsito que va a dar vuelta y aquel de la rama de menor importancia utiliza la calzada de la glorieta. El tránsito directo de menor importancia y el tránsito que va a voltear a la izquierda deberán cruzar la corriente principal bajo el control de una señal de alto o de un semáforo. La calzada de la glorieta funciona como un camino colector-distribuidor para todo el tránsito local manteniendo por tanto a la calzada interior, libre para el tránsito directo. Este arreglo permite manejar un alto volumen con un semáforo de dos fases.

La Figura 106 (11.82-E) representa una adaptación de la glorieta en la cual el camino principal prosigue sin interrupciones. Todas las vueltas desde el camino principal a los caminos secundarios se efectúan hacia la derecha sobre la calzada de la glorieta y todo el tránsito de los caminos secundarios hace lo mismo. Como en el caso anterior, se requiere el uso de una señal de alto o de un semáforo. La maniobra de vuelta izquierda que se inicia volteando hacia la derecha, circulando alrededor de la glorieta, puede requerir algunas instrucciones particulares para el conductor, puesto que en un diseño de este tipo los movimientos de vuelta izquierda directos no deberán considerarse.

ENTRONQUES A DESNIVEL

Es obvio que en un entronque a desnivel es una solución útil y adaptable en muchos problemas de intersecciones. Pero, debido a su alto costo inicial su empleo se limita a aquellos casos en que puede justificarse este costo. Una enumeración de los requisitos que justifican una solución a desnivel es difícil y en algunos casos no puede establecerse conclusiones.

Los entronques a desnivel son necesarios en las intersecciones en donde un entronque a nivel no tiene la capacidad suficiente para alojar los movimientos de la intersección. La capacidad de un entronque a desnivel se aproxima o es igual a la suma de las capacidades de los caminos que lo forman, ya que los movimientos de frente pueden efectuarse sin interrupciones y los movimientos de vuelta se realizan sin interferir con el tránsito directo al diseñarse los carriles exclusivos a desnivel por razones de seguridad y en otras llegan a ser más económicas debido a la topografía.

El tipo adecuado de entronque a desnivel, así como su diseño, depende de factores tales como los volúmenes horarios de proyecto, el carácter y la composición del tránsito y la velocidad de proyecto. Las pendientes y radios de curvatura pronunciados inducen a una operación errónea, hacen peligrosa e incómoda una intersección y limitan su capacidad. Por otro lado, tampoco debe proyectarse un entronque con curvas y pendientes muy suaves con distancias de recorrido excesivamente largas.

A) Ventajas. Las principales ventajas de los entronques a desnivel son:

1.- La capacidad de la rama para el tránsito directo puede hacerse igual o casi igual a la capacidad del camino.

2. Se proporciona mayor seguridad al tránsito directo y al que da vuelta a la izquierda. El tránsito que da vuelta a la derecha hace la misma maniobra que en los entronques a nivel, pero generalmente con mucha mayor facilidad, lo que también se traduce en una mayor seguridad.

3. Las paradas y los cambios apreciables de velocidad se eliminan para el tránsito directo. En un entronque proyectado adecuadamente los usuarios que dan vuelta, generalmente reducen un poco la velocidad. La continuidad del tránsito se traduce en grandes ahorros en tiempo y en los costos de operación de los vehículos, además de aumentar notablemente la comodidad de los conductores.

4. El proyecto de la separación de niveles es flexible y puede adaptarse a casi todos los ángulos y posiciones de los caminos que se interceptan.

5. Generalmente los entronques a desnivel se adaptan a la construcción por etapas. Puede construirse una estructura con una o más rampas de manera de formar una unidad completa y añadir más enlaces en etapas posteriores. En entronques direccionales pueden omitirse inicialmente una o más estructuras y añadirlas conforme se requiere.

6. La separación de niveles es una parte inicial de las vías rápidas y las autopistas.

B) Desventajas. Las principales desventajas de los entronques a desnivel están relacionadas con consideraciones económicas y con el aspecto práctico de obtener proyectos óptimos en áreas con derecho de vía restringido y en terreno difícil. Las principales desventajas son las siguientes:

1. Los entronques a desnivel son costosos. La ingeniería del proyecto, el derecho de vía, la construcción y el mantenimiento de estos entronques cuesta más que los correspondientes entronques a nivel.

2. Los entronques a desnivel no son absolutamente seguros en cuanto a la operación del tránsito. El trazo puede confundir a algunos conductores, especialmente cuando el entronque no tiene completo el conjunto de rampas y cuando los usuarios no están familiarizados con el. Sin embargo, conforme aumenta la experiencia del conductor con los entronques, aumenta su eficiencia.

3. Cuando el proyecto implique un paso inferior, es conveniente dar desde el principio el ancho definitivo de la estructura, pues generalmente es lo más económico cuando se trata de una sola estructura, ya que su ampliación no se presta para construirla por etapas. Cuando se trata de un paso superior, la construcción por etapas puede ser una solución económica.

4. Una separación de niveles puede involucrar crestas y columpios inconvenientes en el perfil de uno o de los dos caminos que se interceptan,

especialmente si la topografía es plana. Los accesos tan largos que se requieren en terreno plano, pueden resultar costosos, generalmente no son atractivos e introducen un elemento de peligro debido a la reducción en la distancia de visibilidad.

Factores por considerar en la justificación de entronques a desnivel

Entre los factores que deben analizarse en el estudio de un entronque a desnivel están incluidos principalmente los volúmenes de tránsito y su operación, las condiciones del lugar, el tipo de camino, la seguridad y los aspectos económicos. Al analizar estos factores se obtiene al mismo tiempo el grado de adaptabilidad del entronque a las condiciones existentes.

A) Tránsito y operación. El factor más importante que puede justificar un entronque a desnivel es el volumen de tránsito.

Aunque no puede determinarse con precisión el volumen de tránsito que justifique un entronque a desnivel, es una guía importante para tomar una decisión, especialmente cuando se conocen sus movimientos direccionales. Si los volúmenes exceden la capacidad de un entronque a nivel, habría una justificación para un entronque a desnivel. El tipo de entronque a desnivel dependerá principalmente de la magnitud de los movimientos de vuelta y del tránsito en el camino secundario. Así, puede ser necesario construir enlaces únicamente en ciertos cuadrantes, o bien en todos ellos.

Desde el punto de vista de la operación siempre que las condiciones lo permitan, es recomendable proyectar los entronques de una zona, de manera que proporcione al conductor el mismo tipo de maniobra. A medida que se hacen más frecuentes y similares, el usuario se acostumbra a ellos y mejora grandemente la calidad de operación. En aquellos lugares en que los entronques a desnivel no son frecuentes, se deberá asegurar una operación eficiente mediante un buen señalamiento y la vigilancia adecuada.

La presencia de un número considerable de autobuses y vehículos pesados hacen deseable un entronque a desnivel, ya que la eliminación de paradas y reducciones de velocidad para este tipo de vehículos, ayuda a conservar la capacidad de los caminos que se interceptan.

B) Condiciones del lugar. En algunos sitios, el entronque a desnivel puede ser lo más económico. La topografía puede ser tal que haga incosteable cualquier otro tipo de intersección que cumpla con las especificaciones. Cuando se tiene un terreno en lomerío los entronques a desnivel generalmente se adaptan al terreno natural; los caminos directos pueden proyectarse con mejores características a niveles separados y al mismo tiempo se simplifica el proyecto de las rampas. El proyecto de los entronques a desnivel en terreno plano es sencillo, pero requiere pendientes desfavorables a la operación de los vehículos, a la vez que puede

desmerecer la apariencia presentándose la necesidad de renivelar toda la zona del entronque para obtener un paisaje adecuado.

C) Tipo de camino. La necesidad de disponer en el futuro, de tránsito continuo o de un control de acceso total entre dos terminales dadas en una carretera, puede ser un requisito que justifique construir entronques a desnivel en los caminos que intersectan al camino principal.

El peligro y los tiempos adicionales de operación por paradas y vueltas directas en una intersección, aumentan conforme aumenta la velocidad de proyecto, por lo que a igualdad de volúmenes de tránsito se justifica la construcción de un entronque a desnivel para los caminos de mayor velocidad de proyecto.

En algunas circunstancias la importancia de una intersección radica en el servicio local que presta; ciertos tipos de entronques a nivel proporciona fácilmente un servicio local, mientras que algunos tipos de entronques a desnivel requieren un número considerable de obras adicionales para proporcionar ese servicio, por lo que deberá seleccionarse aquel tipo que presente el servicio local con mayor facilidad.

D) Seguridad. Independientemente de los volúmenes de tránsito, una alta incidencia de accidentes en una intersección a nivel puede justificar el proyecto de un entronque a desnivel. La separación de niveles para los tránsitos directos disminuye la posibilidad de accidentes entre ellos, prevaleciendo una pequeña posibilidad de accidentes fuera de la calzada si el ancho de la estructura es reducido. Un entronque a desnivel reduce los conflictos entre el tránsito directo y el que da vuelta, substituyéndolos por los menos peligros de incorporación y separación en la zona de entrecruzamiento.

E) Factores económicos. Se mencionó anteriormente que para ciertos tipos de topografía los entronques a desnivel se adaptan mejor al terreno natural, obteniéndose, además de mejores características, una reducción en el costo inicial de construcción. De la misma manera en entronque a nivel de tipo glorieta o con alto grado de canalización puede requerir un mayor derecho de vía que un entronque a desnivel, haciendo por ello más económica la solución de desnivel.

Los costos por concepto de combustibles, lubricantes, llantas, reparaciones, tiempo, accidentes y demás, en entronques que requieren cambios de velocidad, paradas y esperas, exceden con mucho a los correspondientes a entronques que permiten una operación interrumpida. En general, los entronques a desnivel requieren una longitud total de viaje un poco mayor que los entronques a nivel, pero el costo de la longitud del camino adicional es menor que el costo por las paradas y demoras.

La relación entre el beneficio del usuario y el costo adicional del entronque a desnivel, es un índice para juzgar si se requiere ese tipo de entronque. Por convención, la relación se expresa como un cociente, el beneficio anual dividido

entre el costo anual del capital adicional. El beneficio anual es la diferencia entre el costo anual del usuario del entronque a desnivel y el costo anual del usuario del entronque a nivel.

El costo anual del capital es la suma de la amortización y los intereses anuales del capital adicional. Se necesita una relación mayor que uno como justificación.

Tipos de entronques a desnivel

El tipo de un entronque a desnivel está determinado principalmente por el número de ramas de la intersección, por los volúmenes probables del tránsito directo y del que dé vuelta, por la topografía y por las estructuras existentes. Es conveniente que, en lo posible, todos los entronques a lo largo de un camino sean del mismo tipo, de tal manera que los usuarios se acostumbren a su forma y a la ubicación de los enlaces. Cuando esta uniformidad no puede lograrse por consideraciones económicas, topográficas o de otra índole, debe emplearse un señalamiento especial.

Los tipos generales de entronques a desnivel que se ilustran en la Figura 107 (11.83), se designan de acuerdo con la forma que adoptan más que por el número de ramas. El diseño A de la figura es un entronque de tres ramas, adaptable a intersecciones en **T**, por la forma que presenta se acostumbra llamarlo trompeta. El diseño B es adaptable a una intersección en **Y** y se le llama direccional debido a que su forma permite que los tránsitos principales efectúen sus movimientos en forma directa.

El trébol mostrado en el diseño D, está constituido por enlaces de un solo sentido de circulación. No son posibles las vueltas directas a la izquierda; los conductores que deseen ir a la izquierda necesitan pasar el punto de intersección y dar vuelta a la derecha girando 270° antes de alcanzar enlace, como el que se ilustra en el diseño C, donde se aprecia que los enlaces están en dos cuadrantes. Este diseño permite todos los cambios de dirección, pero se necesita dar vuelta a la izquierda a nivel en el camino secundario.

El tipo de entronque mostrado en el diseño E, o sea el tipo diamante, tiene cuatro ramas de un solo sentido de circulación. Es especialmente adaptable en intersecciones de un camino principal y de uno secundario, cuando el derecho de vía está restringido. Las rampas generales están alargadas en el sentido del camino principal. Los extremos de las rampas en el camino secundario forman un entronque a nivel en **Y** o en **T**. El entronque tipo diamante puede adaptarse a un amplio rango de volúmenes de tránsito; para caminos secundarios de bajo volumen, es el tipo lógico y menos costoso. Si se modifica el camino secundario en la zona de la intersección, o se amplían los extremos de las rampas, pueden circular grandes volúmenes de tránsito.

En el diseño F, la rampa central para vuelta a la izquierda, desde la parte superior izquierda a la parte superior derecha, permite un movimiento directo. En todos los

tipos de entronques a desnivel, los enlaces para dar vuelta a la derecha, generalmente permiten movimientos directos.

El nombre entronque direccional, se aplica cuando las ramas para uno o más movimientos a la izquierda siguen la dirección del viaje. Rara vez resulta práctico o necesario disponer rampas directas para todos los movimientos de cambio de dirección a la izquierda, usándose a menudo rampas de otros tipos en un mismo entronque, como en la gaza de la línea interrumpida de la parte inferior de la figura. Los entronques que permiten movimientos directos, cuando se usan en intersecciones de cuatro ramas, siempre requieren más de una estructura separadora de nivel o bien una sola estructura con más de dos niveles.

El diseño G ilustra una glorieta a desnivel. Es la más adecuada para intersecciones de ramas múltiples.

Accesos a un entronque a desnivel

Un entronque a desnivel debe tener el mismo grado de eficiencia que los caminos que forman la intersección; por lo tanto las especificaciones relativas a la velocidad de proyecto, alineamientos y sección transversal en el área del entronque, deben ser congruentes con las especificaciones de los caminos. La presencia misma de la estructura en el entronque ofrece cierto peligro y éste no debe aumentarse con el empleo de especificaciones geométricas menores, que tiendan a provocar un comportamiento inseguro de los conductores; de preferencia, las especificaciones geométricas de la estructura deben ser congruentes con las de la carretera, para evitar cualquier posible sensación de restricción causada por estribos, pilas, guarniciones y defensas o parapetos. También es deseable que los alineamientos del camino principal en un entronque a desnivel, sea relativamente suaves y con un alto grado de visibilidad.

A) Alineamientos horizontales y verticales y sección transversal. Las normas generales para los alineamientos vertical y horizontal deben apearse en lo posible a las que se aplican para caminos abiertos; se debe evitar cualquier curva horizontal o vertical pronunciada; también debe evitarse que las curvas horizontales se inicien muy cerca de curvas verticales pronunciadas ya sea en cresta o en columpio. Las pendientes de los caminos que se intersectan, es ningún caso deben exceder los valores máximos establecidos para las condiciones de camino abierto; deben evitarse las pendientes que obliguen a los vehículos pesados a disminuir apreciablemente su velocidad. En pendientes sostenidas muy largas, la reducción de velocidad de los vehículos causa maniobras de rebase que en la proximidad de los extremos de las rampas son peligrosas; del mismo modo, los vehículos lentos del tránsito directo pueden inducir a los vehículos que entran y dejan la carretera a que se incorporen o salgan bruscamente con el consecuente peligro.

Con objeto de obtener una buena operación y la capacidad adecuada en un entronque a desnivel, puede ser necesario efectuar algunos cambios en el

alineamiento y en la sección transversal de las ramas. en un carretera dividida, las vueltas directas a la izquierda pueden hacer necesaria una ampliación de la sección transversal para proporcionar una anchura adecuada de la faja separadora central y del carril de cambio de velocidad; en una carretera sin dividir de varios carriles, generalmente, es necesario proyectar una faja separadora central para asegurar que la vuelta directa a la izquierda se haga en la propia rama y así disminuir el peligro y la confusión. Cuando una carretera de dos carriles pasa a través de un entronque, es probable que ocurra vueltas a la izquierda equivocadas, aun con un conjunto completo de rampas; por lo que para condiciones de alta velocidad o volúmenes grandes, es aconsejable una sección dividida a través del área del entronque para evitar vueltas.

Cuando una o ambas carreteras que se intersectan en un entronque a desnivel son de dos carriles y el tipo adecuado de rampas incluye vueltas directas a la izquierda, todas las operaciones son las mismas que las de un entronque de tres ramas a nivel, y los volúmenes determinarán si es necesario o no incrementar el número de carriles de tránsito. Ver Figuras 93 (11.69), 94 (11.70) y 96 (11.72-A).

Los caminos divididos de cuatro carriles pueden llevar suficiente tránsito para justificar la eliminación de vueltas a la izquierda a nivel. Para asegurarse de que los conductores que desean dar vuelta a la izquierda utilizarán la rampa apropiada, se debe proponer una guarnición tipo vertical en la faja separadora central. Cuando se permita la vuelta a la izquierda a nivel, es recomendable que se acomoden en una faja separadora de ancho adecuado como se ve en la Figura 96 (11.72-B).

La ampliación o estrechamiento para obtener la anchura deseada para alojar una isleta separadora en el área de un entronque a desnivel se hace de la misma manera que para los entronques a nivel, ver Figura 84 (11.60). Las condiciones más comunes se ilustran en la Figura 108 (11.84); la 108 (11.84-A) muestra el diseño simétrico de una isleta separadora en un camino sin dividir de cuatro carriles; el tránsito en cada dirección circula siguiendo la trayectoria de dos curvas inversas. La Figura 108 (11.84-B) muestra el diseño de una isleta separadora en una carretera sin dividir de cuatro carriles en la cual su eje está desplazado en el área del entronque; logrando que el tránsito entre directamente a la zona donde se alojó la isleta separadora y al salir lo haga siguiendo la trayectoria de una curva inversa, la cual ventajosamente se encuentra después de que los conductores han pasado el posible peligro en la estructura y en los extremos de las rampas; esto no puede lograrse en carreteras existentes, a menos que los accesos sean reconstruidos para poder desplazar el eje.

B) Distancia de visibilidad. La distancia de visibilidad en las carreteras a través de un entronque a desnivel debe ser cuando menos igual a la distancia de visibilidad de parada y de preferencia mayor.

El proyecto del alineamiento vertical es igual que para cualquier otro punto de la carretera, excepto en algunos casos de curvas verticales en columpio donde la

estructura de un paso inferior, puede acortar la distancia de visibilidad. Generalmente las longitudes requeridas para las curvas verticales en camino abierto son posibles en los entronques a desnivel, ya que la estructura no acorta la distancia de visibilidad más allá de la misma requerida para parar. En algunas ocasiones, cuando se pretende proporcionar la distancia de visibilidad de rebase, como suele suceder en caminos de dos carriles, conviene comprobar la distancia de visibilidad disponible, para lo cual, lo más conveniente es hacer una verificación gráfica.

Las restricciones en la distancia de visibilidad provocadas por las pilas y los estribos de las estructuras en curvas horizontales, generalmente presentan un problema más difícil que el correspondiente a restricciones verticales. Con la curvatura máxima correspondiente a una velocidad de proyecto dada, el espacio libre lateral usual en pilas y estribos de un paso inferior no proporciona la distancia de visibilidad mínima; de manera similar en un paso superior la distancia usual del parapeto o la orilla interna de la calzada también da por resultado ciertas diferencias de visibilidad; esto demuestra la necesidad de usar curvaturas menores que la máxima en entronques a desnivel. La tabla 44 muestra la distancia mínima lateral necesaria desde la orilla de la calzada al obstáculo para proporcionar la distancia de visibilidad de parada en función del grado máximo de curvatura, tal como se estableció para camino abierto. Para grados de curvatura menores debe calcularse la distancia mínima lateral con el fin de proporcionar la distancia de visibilidad de parada en cualquier punto de camino. En el cálculo se deberá considerar la disminución del grado de curvatura, contra la longitud adicional del claro de la estructura.

A fin de facilitar el cálculo propuesto. En la tabla 44 también se indica la distancia mínima lateral que se requiere, si el grado de curvatura es igual a la mitad del grado máximo.

Rampas

El término rampa incluye todas las disposiciones y tamaños de enlaces que conectan dos ramas de una intersección a desnivel. Generalmente las especificaciones para el alineamiento horizontal y vertical de las rampas son menores que aquellas para los caminos que se intersecta, pero en algunos casos pueden ser iguales.

A) Tipos de rampas. La Figura 109 (11.85) ilustra las formas y características de varios tipos de rampas; existen numerosas variaciones en la forma, pero cada una puede clasificarse dentro de uno de los tipos mostrados. Puede considerarse que cada rampa en un camino de un sentido de circulación a excepción de la ilustrada en la Figura 11.85-C, la cual es un camino sencillo con dos sentidos de circulación.

Las rampas diagonales, Figura 109 (11.85-A), casi siempre son de un sentido y usualmente tienen movimientos de vuelta, izquierdos y derechos en los extremos

próximos al camino secundario. Aunque en la Figura 109 (11.85-A) se muestra a la rampa diagonal como una curva continua, ésta puede estar constituida en gran parte por una tangente, o bien por una curva inversa: los entronques a desnivel del tipo diamante, generalmente tienen cuatro rampas en diagonal.

La rampa tipo gaza de la Figura 109 (11.85-B), permite la vuelta izquierda sin cruce con el tránsito en sentido contrario, ya que los conductores efectúan este movimiento de vuelta más allá de la estructura de separación de niveles, dando vuelta a la derecha y girando aproximadamente 270° para entrar al otro camino. La distancia de recorrido en las rampas de este tipo es mayor que la correspondiente a otros tipos. Una combinación de una gaza y una rampa diagonal externa, en un cuadrante, como la de la Figura 109 (11.85-D), representa la forma básica de los entronques en tipo de trébol. Cuando las dos rampas están combinadas dentro de un camino de doble sentido de circulación, como el de la figura 109 (11.85-C), se mantiene la forma general para el trébol.

Tabla 44 Distancia mínima lateral requerida a partir de la orilla interna de la calzada para proporcionar la distancia de visibilidad de parada

Velocidad de proyecto, en km/h.	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110
curvatura máxima, en grados	98°	60°	30°	17.5°	11.°	7.4°	5.5°	4.2°	3.4°	2.7°
distancia mínima lateral requerida desde la orilla interna de la calzada en metros	3.61	5.11	5.79	5.90	5.66	5.34	5.36	7.07	8.19	9.89
½ de la curvatura máxima, en grados	49°	30°	15°	8.75°	5.5°	3.7°	2.75°	2.1°	1.7°	1.35°
Distancia mínima lateral requerida desde la orilla interna de la calzada en metros	1.70	1.97	2.18	2.16	1.99	1.81	1.85	2.68	3.21	4.06

La máxima curvatura ésta establecida para una sobreelevación máxima de 0.10. Debe ajustarse para otros valores de proyecto.

En las rampas semidirectas, como la que se muestra en la Figura 109 (11.85-E) con línea llena, los conductores efectúan la vuelta izquierda sobre una trayectoria en forma de curva inversa, saliendo hacia la derecha para después, gradualmente, girar hacia la izquierda, completando la maniobra con una incorporación sobre la derecha o sobre la izquierda según el caso. En otro tipo de rampas semi directa, que se muestra en la línea punteada en la misma Figura 109 (11.85-E), la vuelta izquierda se efectúa con una trayectoria de curva inversa, con la diferencia de que

en este caso el giro inicial es hacia la izquierda, girando después hacia la derecha gradualmente, para incorporarse por el lado derecho.

Estas rampas semidirectas se pueden emplear para vueltas a la derecha, pero no hay razón para usarlas si se puede proporcionar la rampa diagonal de forma convencional. La distancia de recorrido en esta rampa, es menor que la correspondiente para una gaza y mayor que para una directa.

El funcionamiento de las rampas semidirectas requiere la convergencia con calzadas de un solo sentido de circulación, lo que hace necesario que uno de los caminos que cruzan se separe en dos cuerpos cada uno con un sentido de circulación, con la necesidad de dos estructuras, separadas lo necesario para permitir una pendiente adecuada en la rampa. Cuando la separación de las estructuras no permita proporcionar la pendiente adecuada en la rampa, será necesaria la tercera estructura, o bien una estructura de tres niveles.

Las rampas directas permiten a los conductores efectuar las vueltas con un movimiento directo; así, en la rampa para vuelta izquierda que se muestra en la Figura 109 (11.85-F), los conductores salen a la rampa girando directamente hacia la izquierda y su entrada al otro camino es sobre la izquierda las rampas diagonales sin alineamiento inverso, son conexiones directas para los movimientos de vuelta derecha.

Con rampas direccionales para vuelta izquierda, la distancia de recorrido es menor que para cualquier otro tipo de rampa, pero como se necesitan dos o más estructuras, su costo inicial es muy alto.

Los diferentes tipos de entronques a desnivel se hacen con varias combinaciones de los tipos de rampas mencionados; por ejemplo, el entronque tipo trompeta tiene una gaza, una rampa semi direccional y dos rampas para vueltas derecha de tipo diagonal.

B) Distancia entre los extremos de rampas sucesivas. En la Figura 110 (11.86) se indican las distancias mínimas y deseables entre los extremos de rampas sucesivas, basándose las distancias de la tabla en tiempos de decisión y maniobra de 5 a 10 segundos. En caminos rurales, se debe proporcionar una distancia entre los extremos mayor que la indicada, con el fin de permitir la colocación adecuada del señalamiento; recomendándose para los casos del centro y de la derecha de la Figura 110 (11.86-A), una distancia de 300 m y para el caso de la izquierda de la misma figura, una distancia de 180 m.

C) Velocidad de proyecto. Raras veces es posible proporcionar en las rampas las mismas velocidades de proyecto que en el camino abierto, pero deberán estar relacionadas entre sí. La velocidad de proyecto en los extremos de la rampa, debe corresponder a la velocidad de marcha de los caminos que se intersectan, cuando éstos soportan un volumen de tránsito bajo; sin embargo las limitaciones de ubicación y los factores económicos algunas veces obligan a una

velocidad de proyecto más baja, que no debe ser menor de la mitad de la velocidad de proyecto de la carretera, la que puede aceptarse, ya que la vista de una estructura, sus rampas, accesos, señalamientos y demás elementos, advierten al conductor que va a dar vuelta; para que baja su velocidad.

En la tabla 45 se indican los valores de la velocidad de proyecto en los extremos de las rampas para los diferentes valores de la velocidad de proyecto de los caminos que se intersectan.

Tabla 45 Velocidad de proyecto en los extremos de la rampa

velocidad de proyecto en la carretera en km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110
velocidad de proyecto en los extremos de la rampa km/h	30	40	45	55	65	70	80	85	90

La determinación de la velocidad de proyecto en la rampa, depende principalmente del tipo de carreteras que se intersectan y de las características físicas del lugar. En gran parte estas condiciones determinan el tipo de las rampas, para lo cual se aplican los siguientes principios en la selección de la velocidad de proyecto.

Las rampas directas se deben proyectar con la velocidad de proyecto deseable: este tipo de rampas generalmente están en curva continua, y tanto la rampa como la curva requieren características de velocidad razonablemente altas, porque el volumen es alto o bien porque se puede proporcionar sin un apreciable costo extra. La velocidad de proyecto para las gazas muy frecuentemente es cercana a la mínima con carriles de cambio de velocidad adecuados en los extremos de la gaza. Las velocidades de proyecto deseables, principalmente aquellas que son mayores de 50 km/h, muy raras veces están consideradas dentro de las gazas, debido al notable recorrido adicional que resulta al usar el radio mínimo para esas velocidades.

DISTANCIA ENTRE EXTREMOS DE RAMPAS SUCESIVAS

FIGURA 11.86. DISPOSICIÓN DE EXTREMOS DE RAMPAS SUCESIVAS

velocidad de proyecto, en km/h	30 a 40	50 a 60	70 a 80	90 a 100	110
velocidad de proyecto, en km/h	28 a 37	46 a 55	63 a 71	79 a 86	92
distancia l, en metros mínima deseable	40.00 100.00	60.00 150.00	90.00 200.00	110.00 240.00	130.00 260.00

Las rampas semidirectas se proporcionan para volúmenes altos, de tránsito, por lo que los valores de la velocidad de proyecto que se recomienda, para el diseño de éstas son las de la tabla 45.

Frecuentemente las velocidades de proyecto de los caminos de intersectan son diferentes, por lo que la velocidad de proyecto del extremo de la rampa de preferencia, debe estar en relación a la rama del entronque con la cual se conecta tomando como base los valores de la tabla 45 y el tramo de la rampa entre los extremos se diseñará para una velocidad intermedia; o bien debe estar relacionada con la rama del entronque que tenga mayor velocidad de proyecto.

Las rampas con velocidades de proyecto mínimas, que se usan en conjunto con caminos de primer orden, requieren carriles de cambio de velocidad, basados en la diferencia entre la velocidad de marcha de la carretera y de la rampa.

D) Alineamiento y forma.

1. Radio mínimo. Los factores y radios mínimos de curva en intersecciones para variar velocidades de proyecto, se discuten en el inciso 11.4; tales valores se muestran en la tabla 30 y en la Figura 65 (11.41) y se aplican directamente al proyecto de rampas.

2. Curvas compuestas y de transición. Las curvas compuestas y de transición son las adecuadas para obtener la forma deseada de las rampas, para satisfacer las condiciones de ubicación y para acomodar las trayectorias naturales de los vehículos. Las conclusiones del inciso 11.4 para enlaces, son en general aplicables en el proyecto de rampas. En las tablas 31 (11-F) y 32 (11-G) se muestran las longitudes mínimas de transición y las longitudes mínimas de arcos circulares para curvas compuestas.

3. Formas de las rampas. La forma de las rampas depende de las características del tránsito, las velocidades de proyecto, la topografía, el ángulo de intersección y el tipo de extremo de la rampa. En la Figura 111 (11.87-A) se muestra las formas que puede adoptar una gaza.

Las gazas asimétricas pueden diseñarse en donde los caminos que se intersectan no son de la misma importancia y los extremos de la rampa se proyectan para diferentes velocidades, o bien cuando estén obligadas por el derecho de vía, por el perfil, por las condiciones de visibilidad o por la localización de los extremos.

En la Figura 111 (11.87-B) se indican con líneas discontinuas algunos ejemplos de rampas diagonales externas; la forma adoptada para cada proyecto particular dependerá de las características del tránsito, del lugar y de los factores económicos, pudiéndose llegar a soluciones como las que se muestran en la Figura 111 (11.87-C), en donde se combina la diagonal externa con una gaza, pudiendo existir una barrera o faja central para separar el tránsito en direcciones opuestas o ser una calzada con doble circulación.

Las rampas de un entronque a desnivel tipo diamante adoptan diferentes formas, dependiendo principalmente de las características del tránsito que da vuelta y de las limitaciones del derecho de vía. Pueden ser del tipo diagonal con curvas en los extremos, tal como se muestra con líneas continuas en la Figura 111 (11.87-D). Para favorecer en un movimiento de vuelta derecha la rampa puede ser una curva continua a la derecha con un enlace para el movimiento de vuelta izquierda, como se indica con una línea discontinua en la figura. En un derecho de vía restringido a lo largo de la carretera principal, puede hacerse necesario el uso de un alineamiento se muestra con línea punteada en la misma Figura 111 (11.87-D).

Las rampas de un diamante pueden también conectar con un camino lateral paralelo. Dos formas de rampas de este tipo de muestra en la Figura 111 (11.87-D) con líneas discontinuas. Cuando se utilizan estas rampas, es aconsejable tener caminos laterales de un sentido de circulación, ya que si se une a caminos laterales con dos sentidos de circulación, introducen la posibilidad de una trayectoria de entrada incorrecta al camino lateral y requieren un tratamiento especial en los extremos de las rampas.

La forma de una rampa semi directa, Figura 111 (11.87-E), depende de la separación entre las calzadas de un solo sentido de circulación de la ubicación de los extremos con respecto a la estructura y de la longitud en que se amplían las calzadas; o bien, del radio de curvatura necesario para mantener una velocidad para un movimiento importante de vuelta izquierda. Las disposiciones mostradas en la Figura 111 (11.87-F) también se aplican para rampas semidirectas.

E) Distancia de visibilidad. Los valores mínimos de la distancia de visibilidad de parada resumidos en la tabla 41 se aplican directamente en las rampas de entronques a desnivel. Siempre que sea posible se deberán proporcionar distancias de visibilidad mayores que la de la tabla.

En la Figura 76 (11.52) se muestran las longitudes de curvas verticales en cresta en función de las diferencias algebraicas de pendiente, y la Figura 77 (11.53) muestra los valores de las distancias mínimas de obstáculos laterales, con relación al radio de las curvas horizontales, las cuales se, basan en la distancia de visibilidad de parada. Estos mismos valores se aplican para el proyecto de las rampas, pero en muchos casos es necesario verificar gráficamente la distancia de visibilidad en curvas verticales y horizontales.

Proyecto del alineamiento vertical

1. Pendientes. Las pendientes de las rampas deben ser tan suaves como sea posible para facilitar la maniobra de pasar de una rama a otra. Las pendientes de las rampas pueden ser mayores que aquellas pendientes de los caminos que se intersectan, pero no pueden establecerse una relación precisa entre ellas.

Se puede establecer límites para las pendientes, pero la pendiente para cualquier rampa es particular depende de las características propias del lugar y del cuadrante en cuestión. Aunque las pendiente máximas permitidas no están estrictamente relacionadas con la velocidad de proyecto, ésta da una indicación general del valor a usar, tal y como se indica en la tabla 46.

Tabla 46 Pendiente máxima de la rampa de acuerdo con la velocidad de proyecto

velocidad de proyecto (km/h)	25 – 30	40 – 50	60 – 70
Pendiente en acceso (%)	6 – 8	5 – 7	4 – 6

Nota. Para velocidades mayores de 70 km/h deberán considerarse condiciones de camino abierto

Las pendientes para las rampas descendentes de un solo sentido de circulación, deben mantenerse dentro de los mismos rangos, aunque en casos especiales pueden incrementarse 2%.

2. Curvas verticales. En la Figura 76 (11.52) se muestran las longitudes de las curvas verticales en cresta para los enlaces, correspondientes a distintas velocidades de proyecto. Estas longitudes son aplicables en los extremos de las rampas, usando una velocidad de proyecto intermedia entre la de la rampa y la del camino.

La forma usual que toma el perfil de una rampa es la de una "s". Los cambios principales en pendiente se efectúan por medio de dos curvas verticales, una en columpio en el extremo inferior de la rampa y una en cresta en el extremo superior de la rampa. Ambas curvas deben proyectarse de tal manera que proporcionen al usuario la suficiente distancia de visibilidad para permitirle una maniobra segura. Es conveniente que los extremos de la rampa, estén al mismo nivel que los carriles para el tránsito que sigue de frente, ya que esto proporciona una manera segura de efectuar la maniobra y una mayor visibilidad.

Pasos

En todo camino existe la necesidad de permitir el cruzamiento de personas, de animales y de los diferentes medios de transporte. El proyecto y la ubicación de los pasos requiere de un estudio que considere las características particulares de cada caso con el objeto de definir el tipo de obra conveniente a fin de controlar el cruzamiento de manera que se obtengan condiciones de seguridad tanto para el usuario del camino como para el que cruza, evitándose con esto los cruzamientos anárquicos. Dentro del tipo de pasos que suelen considerar para estos fines están los pasos para peatones, ganado, maquinaria agrícola, vehículos y ferrocarriles, los cuales pueden ser a nivel o a desnivel.

Paso a nivel

Paso a nivel es el cruzamiento a una misma elevación de un camino con personas, animales u otra vía terrestre.

A) Pasos para peatones. La Figura 112 (11.88-A) muestra el caso más frecuente de diseño de paso para peatones, el cual consiste en proporcionar una faja de seguridad marcadas en el pavimento por medio de rayas blancas y continuas, con un ancho variable entre 0.15 m y 0.25 m; la raya del lado donde se aproximan los vehículos deberá ser más ancha, siendo conveniente aumentar hasta 0.60 m; las rayas deberán ser transversales a la vía de circulación, tratadas a una separación que se determinará generalmente por el ancho de las banquetas entre las que se encuentren situadas, pero en ningún caso dicha separación será menor de 1.80 m.

Los pasos para peatones se proporcionarán en todas las intersecciones donde puede presentarse confusión entre el movimiento de los vehículos y el de los peatones, así como en algunos otros lugares en donde el movimiento de estos últimos sea considerable.

B) Paso para ganado. En algunas ocasiones el camino atraviesa por zonas ganaderas, en donde existe el riesgo de que los animales crucen el camino en una forma anárquica, lo cual debe evitarse controlando el cruce instalado cerca en el límite del Derecho de Vía que permitan el paso en puntos específicos por medio de puertas, tal como se indica en la Figura 112 (11.88-B), en la que se muestra también el señalamiento preventivo que debe instalarse en estos pasos, a fin de disminuir el riesgo de los usuarios del camino.

Cuando se tenga necesidad de que el ganado cruce de un lado a otro del camino, ya sea para cambiar de pasto o para llegar a los abrevaderos, la puerta será abierta por la persona encargada del ganado, quien tendrá cuidado, al conducir los animales, de que el paso se haga en el momento en que no circulen vehículos por la carretera y deberá cuidar de que no quede ningún animal dentro del Derecho de Vía.

C) Pasos para maquinaria agrícola. Estos pasos deben permitirse donde exista la visibilidad suficiente para que un vehículo transitando por la carretera a la velocidad de proyecto, pueda ver con la anticipación necesaria al vehículo agrícola que cruza, de manera que disponga del tiempo requerido para frenar antes de llegar a él.

D) Paso para vehículos. A diferencia de los vehículos agrícolas, éstos requieren de un camino para transitar, por lo cual, cuando sea necesario cruzar la carretera o camino principal, deberá cumplirse con las condiciones de visibilidad a fin de garantizar la seguridad en el paso. Deberá procurarse que la pendiente del

camino sea suave y esté al mismo nivel en el cruce y sus vecindades, para no dificultar la parada y el arranque de los vehículos.

E) Pasos para ferrocarril. El proyecto geométrico de un cruce a nivel de un camino con un ferrocarril, incluye los alineamientos vertical y horizontal, la sección transversal y la distancia de visibilidad de parada.

Las características de estos elementos pueden variar de acuerdo con el tipo de dispositivos para el control del tránsito que se utilizan, los cuales pueden ser señales únicamente, señales y semáforos o señales y barras automáticas.

· Cuando se utilizan señales como único medio de protección, deberá procurarse un cruce en ángulo recto. Aun con semáforos o barreras, deberá evitarse en ángulo de esviaje grande. Independientemente del tipo de control, la pendiente del camino debe ser suave en el cruce y sus vecindades para permitir que los vehículos se detengan cuando sea necesario y puedan cruzar sin dificultad. El dispositivo de control deberá ser claramente visible a una distancia por lo menos igual a la distancia de visibilidad de parada requerida y preferiblemente mayor. En algunos casos puede ser necesario colocar el dispositivo a cierta altura o moverlo lateralmente para hacerlo visible desde una distancia adecuada. Debe considerarse también la posibilidad de iluminar el cruce cuando haya movimiento nocturno de trenes, especialmente cuando la operación de cambio de trenes pueda bloquear el camino.

La superficie de rodamiento del camino debe construirse en una longitud adecuada a uno y otro lado del mismo, con materiales que permitan el tránsito en todo tiempo.

La distancia de visibilidad es una consideración primordial en cruces donde no se utilizan semáforos o barreras; la condición de un cruce a nivel de ferrocarril es similar a la de caminos que se intersectan, siendo necesario proporcionar un triángulo de visibilidad libre de obstáculos. Los catetos que forman el triángulo de visibilidad son: sobre el camino, la distancia recorrida durante el tiempo de percepción, reacción y frenado, más la distancia de seguridad que se proporciona entre el conductor y la vía del tren cuando el vehículo se ha detenido; sobre la vía del tren, la distancia recorrida por el tren durante el tiempo que necesita el vehículo para recorrer la distancia que hay desde el punto de decisión hasta un punto más allá del cruce. En la Figura 113 (11.89) se indican las diferentes posiciones considerada tanto para el tren como para el vehículo.

La distancia sobre el camino se calcula con la siguiente expresión:

$$D_c = D_r + D_f + D_s$$

en donde :

D_c = distancia total recorrida por el vehículo desde el punto de decisión hasta el cruce.

D_r = distancia recorrida durante el tiempo de reacción.

D_f = distancia recorrida durante el frenado.

D_s = distancia de seguridad desde el conductor hasta la vía del tren, cuando el vehículo se encuentra parado.

Para los fines del proyecto, se considera que D_s tiene un valor de seis metros. La suma de las distancias recorridas durante el tiempo de reacción y de frenado $D_r + D_f$ es la distancia mínima de visibilidad de parada; siendo los valores, los mismos que se emplearon para analizar el caso II de intersecciones a nivel de dos caminos. (Ver inciso 11.4.9)

La distancia requerida sobre la vía del tren, está dada por la siguiente expresión:

$$D_t = \frac{V_t * (D_c + D_s)}{V_c}$$

en donde :

D_t = distancia recorrida por el tren durante el tiempo empleado por el vehículo para librar la intersección.

V_t = velocidad del tren; en km/h.

V_c = velocidad de marcha en el camino, en km/h.

D_c = distancia total sobre el camino, en m.

D_s = distancia adicional requerida por el vehículo para pasar al otro lado de la vía.

Para efectos de proyecto se considera que la distancia adicional requerida por el vehículo para pasar al otro lado de la vía es de 20 m. Las dos distancias, una medida sobre el camino y otra sobre la vía del tren, definen el triángulo de visibilidad requerido. La tabla 47 proporciona las distancias para definir el triángulo de visibilidad para diferentes velocidades de los vehículos y del tren. Cuando no se instalan dispositivos de control automáticos, se recomienda que el triángulo de visibilidad en cada cuadrante del cruce, esté libre de obstrucciones. Si no se dispone de suficiente distancia de visibilidad, el conductor debe contar con una distancia de visibilidad, al dispositivo de control automático por lo menos igual a la distancia mínima de visibilidad de parada

En aquellos casos, en que por ley se obligue a camiones y autobuses a detenerse en un cruce de ferrocarril a nivel, la longitud y características de aceleración de

dichos vehículos hace que éstos necesiten un período de tiempo considerable para librar el cruce. Con el fin de que la decisión para cruzar la vía (o vías) se haga con seguridad, los conductores deben disponerse por lo menos de once segundos desde el momento en que aparece el tren a la vista; hasta que éste llega al punto de cruce. Las distancias requeridas sobre la vía para cumplir con estas condiciones se calculan con la expresión $D_t = 3.058 V_t$; los valores se indican en la columna de la tabla 47, correspondiente a la condición de parada.

Paso a desnivel

Paso a desnivel en el cruzamiento a diferente elevación de un camino con personas, animales y otra vía terrestre. El cruzamiento a diferente elevación tiene por objeto permitir el tránsito simultáneo, lo cual se logra por medio de estructuras.

Los pasos a desnivel pueden ser de dos tipos:

A) Pasos superiores, que son aquéllos en que el camino pasa arriba de otra vía de comunicación terrestre.

B) Pasos inferiores, que son aquéllos en que el camino pasa debajo de otra vía de comunicación terrestre.

La estructura de separación de niveles debe adaptarse a los alineamientos horizontal y vertical, así como a la sección transversal de las vías que cruzan, puesto que la estructura debe subordinarse al camino y no el camino a la estructura.

Las condiciones que gobiernan el proyecto de los pasos a desnivel caen usualmente en alguno de los tres casos siguientes: la influencia de la topografía es predominante y el proyecto debe adaptarse a ella. La topografía no favorece ningún proyecto particular. Las especificaciones relativas al alineamiento horizontal y vertical de uno de los caminos son lo suficientemente importantes para no subordinarlas a la topografía y probablemente para elegir un proyecto que no se ajuste a ella.

Como regla general, el proyecto mejor se adapta a la topografía existente será el más agradable y el más económico de construir y mantener. La excepción a esta regla se presenta cuando debe darse preferencia al camino principal donde el tránsito puede ser tan intenso y con un porcentaje tan alto de vehículos pesados, que deban evitarse los columpios y crestas en su alineamiento vertical y el proyecto del camino secundario se subordina al perfil del camino principal, que sufrirá sólo ligeros ajustes para ayudar a adaptar el camino secundario a la topografía.

En la mayoría de los casos los proyectistas se ven obligados, por economía, a elaborar proyectos que se ajustan a la topografía existente. Por lo tanto, es necesario considerar dos o más alternativas que comprendan toda la zona de la

intersección con objeto de decir si debe ser paso superior o inferior, para lo cual se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos.

1. Existe cierta ventaja para el tránsito que circula por un paso inferior porque los conductores advierten fácilmente la presencia de la estructura; ésta hace más evidente el camino del nivel superior y previene con anticipación la existencia de una intersección.

2. En cuanto al aspecto estético, es mejor elaborar un proyecto en el cual el camino más importante sea el superior. Es posible así, tener una visión amplia desde lo alto de la estructura y sus accesos, y además los conductores tienen sólo una sensación mínima de restricción.

3. En terreno montañoso o en lomerío, pueden obtenerse pasos superiores para el camino principal solamente con un alineamiento horizontal forzado y un perfil ondulado. Cuando un paso superior tiene pendientes fuertes en el camino principal, se requiere curvas verticales más largas para tener la distancia de visibilidad adecuada. Cuando no haya ventajas apreciables para elegir ya sea un paso inferior o bien un paso superior, debe preferirse el tipo que proporcione la mayor distancia de visibilidad en el camino principal.

4. Un paso superior ofrece las mejores posibilidades para construcción por etapas, tanto del camino como de la estructura, sin que la inversión original sufra perjuicios apreciables. Ampliando lateralmente tanto la estructura como el camino, o construyendo una estructura separada para un camino dividido, se llega al proyecto definitivo aprovechando el proyecto inicial.

Tabla 47 Distancias de visibilidad para pasos de ferrocarril a nivel

velocidad del tren km/h	condiciones de parada	velocidad de proyecto del camino, en km/h									
		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
		velocidad de marcha del camino, en km/h									
		20	28	37	46	55	63	71	79	86	92
distancia en metros a lo largo del ferrocarril desde la intersección											
20	61	46	44	41	40	39	38	28	41	42	44
30	92	69	65	62	59	58	58	60	61	63	66
40	122	92	87	82	79	77	77	79	82	84	87

50	153	115	109	103	99	96	96	99	102	105	109
60	183	138	131	123	119	116	115	119	122	126	131
70	214	161	153	144	138	135	134	139	143	147	153
80	245	184	174	164	158	154	154	159	163	168	175
90	275	207	196	185	178	173	173	179	183	189	197
100	306	230	218	205	198	193	192	199	204	210	218
110	336	253	240	226	218	212	211	218	224	232	240
distancia en metros a lo largo del camino desde la intersección											
6	26	41	56	71	86	101	121	141	161	181	

5. Algunos problemas de drenaje pueden eliminarse llevando el camino principal por arriba de la estructura sin alterar la pendiente del camino secundario. En algunos casos el solo problema del drenaje puede ser razón suficiente para elegir el paso superior para el camino principal, especialmente cuando puede evitarse la instalación de equipo automático de bombeo.

6. Cuando el problema de la topografía es secundario y uno de los caminos tiene que bajarse y otro elevarse, debe considerarse en el análisis el tipo de estructura a escoger. Como el camino principal generalmente es el más ancho de los dos, un paso superior requerirá una o varias estructuras con anchos mayores y claros menores que como paso inferior, aunque en este último caso la estructura puede tener dos claros más cortos con una pila intermedia. Para el mismo tipo de estructura, es preferible el cruce que tenga la de menor claro, pero cuando son varios los tipos que pueden adaptarse, la elección dependerá del costo estructural.

7. Un paso inferior puede ser más ventajoso en donde el camino principal puede construirse apegándose al terreno natural sin cambios bruscos de pendiente. Cuando los anchos de los caminos son muy distintos, el menor volumen de terracerías que requiere el paso inferior hace que este proyecto sea el más económico. El camino secundario generalmente se construye con especificaciones más bajas que las de un camino principal, sus pendientes pueden ser mayores y las distancias de visibilidad menores, lo cual resulta en economía de terracerías y de pavimento.

8. Frecuentemente la elección de un paso inferior en un sitio particular, está determinada no por las condiciones del lugar sino por el proyecto del camino

considerado en su totalidad. La separación de niveles que forma parte de un viaducto construido abajo del nivel de piso cerca de zonas urbanas o arriba del nivel general de la calle adyacente, son buenos ejemplos de aquellos casos en que la decisión acerca de la localización de cada estructura está subordinada al proyecto general.

9. Cuando un camino nuevo cruza otro que lleva un gran volumen de tránsito, un paso superior para el camino nuevo causará menos perjuicios al camino existente y menos molestias a los usuarios, además de que, generalmente no requiere construir una desviación.

Pasos inferiores

En la Figura 114 (11.90) se indican los espacios libres laterales y verticales para un paso inferior. Se ha visto que el efecto de los objetos verticales a los lados del camino tiene poca o ninguna influencia en el comportamiento del tránsito cuando se halla a 1.80 m o más de la orilla de la calzada. De ahí que este valor debe considerarse como el espacio libre lateral mínimo desde la orilla de la calzada hasta el estribo, pila o elemento estructural correspondiente, aunque algunas veces es necesario aumentar este espacio en el lado interno de las curvas, con objeto de proporcionar la distancia de visibilidad requerida. Para autopistas con cuerpos separados en las que sea posible proyectar una pila para la estructura en la faja central, el espacio libre lateral en el lado izquierdo de cada cuerpo puede reducirse, ya que los conductores van sentados en el lado izquierdo del vehículo, esta reducción puede llegar hasta el mínimo de 1.35 m siendo recomendable conservar el espacio libre lateral de 1.80m. La Figura 114 (11.90-A) muestra un paso inferior en el que el camino tiene acotamiento a la derecha y existe una pila central a la izquierda del cuerpo.

En caso de proyectarse banquetas a través del paso inferior, Figura 114 (11.90-B), éstas deben tener un ancho mínimo de 0.90 m y cuando el tránsito de peatones sea considerable, el ancho estará comprendido entre 1.20 y 1.80 m. La distancia entre la orilla de la calzada y la guarnición de la banqueta debe ser de 1.80 m como mínimo, para caminos de alta velocidad y de 0.60 m para caminos de menor importancia. Para el lado izquierdo, cuando se trate de cuerpos separados, se proporcionará el espacio mínimo de 1.35 m pudiéndose colocar una guarnición vertical a 0.45 m del paño interior de la pila, quedando un espacio mínimo de la guarnición a la orilla de la calzada de 0.90 m.

En la Figura 114 (11.90-C) se ilustra el caso en que se proporcionan carriles auxiliares bajo la estructura, la orilla externa del carril auxiliar debe considerarse como la orilla de la calzada. Debido a que en los carriles auxiliares la velocidad es más baja y los conductores aceptan mayores restricciones, los valores mínimos indicados para los espacios libres laterales son los recomendables en estos casos.

La altura libre vertical de todas las estructuras para pasos inferiores debe ser por lo menos de 4.50 m en todo el ancho de los carriles de tránsito incluyendo los acotamientos.

Esta dimensión considera la altura máxima de los vehículos de motor actuales y prevé la posibilidad de una sobre carpeta.

Pasos superiores

Para un camino el tipo de cruce de desnivel más adecuado es el de paso superior, ya que no se ve la subestructura, el espacio libre vertical no está limitado y el espacio libre horizontal está supeditado a la ubicación de las guarniciones y parapetos.

Los espacios libres laterales de los pasos inferiores son por lo general aplicables también a los pasos superiores. Aunque la sensación de estrechamiento es más pronunciada en los pasos inferiores que en los superiores, los conductores se comportan en forma semejante en los dos casos.

La sección normal del camino incluyendo los acotamientos, debe conservarse en todas las estructuras para pasos superiores. En la Figura 115 (11.91) se indican los espacios libres laterales mínimos y deseables para las estructuras de pasos superiores en los diferentes tipos de carreteras.

Pasos para peatones y ganado

10. Pasos superiores. En la Figura 116 (11.92-A) se indican las dimensiones mínimas para la estructura del cruce de una carretera que pasa por arriba, con una vía para peatones y ganado que pasa por abajo. Este tipo de obras generalmente se proyectan para las carreteras de acceso controlado y para los caminos con altos volúmenes de tránsito y frecuentes cruces con peatones y ganado

11. Paso inferiores. Cuando sea necesario proporcionar un paso inferior para peatones y ganado deberá proyectarse considerando un ancho libre que permita el paso de un vehículo. (Ver inciso 11.7.2.4.)

Existen caminos en los que es necesario proporcionar pasos a desnivel para peatones exclusivamente, éstos pueden ser inferiores o superiores, los cuales pueden llevar escaleras o rampas de acceso.

En la mayoría de los casos es preferible proyectar pasos para peatones en los cuales la carretera pase por debajo y los peatones por arriba, ya que en los pasos superiores los peatones tienen que pasar por debajo de la carretera, a través de subterráneos que no invitan a su uso o infunden temor sobre todo cuando no están iluminados. En los pasos inferiores el desnivel es mayor que en los pasos superiores, por lo que algunas veces se hace necesario restringir el cruce a nivel

con mallas de alambre obligando al peatón a usar la escalera. El ancho libre de estos pasos depende del número de peatones, pero como mínimo debe ser de 1.50 m, lo cual permite que se camine cómodamente incluso portando bultos.

Pasos para vehículos

En la Figura 116 (11.92-B) se indican las dimensiones mínimas de un paso superior para vehículos, el cual se utiliza cuando el camino que pasa por abajo es de bajas especificaciones, permitiéndose en el paso un solo carril de circulación. Estas dimensiones deben considerarse cuando se trate de proyectar pasos para maquinaria agrícola.

Para paso inferior y tratándose de un camino secundario como el anterior, la anchura libre mínima deberá ser de 4.00 m.

Para ambos casos, cuando el camino secundario tenga mejores especificaciones que las citadas, es de recomendarse que dentro del paso se conserve el mismo ancho del camino, para lo cual al proyectar la estructura, deberá tomarse en cuenta los criterios referentes al camino principal antes mencionado.

Pasos para ferrocarril

En la Figura 117 (11.93) se indican los espacios libres horizontales y verticales necesarios para un paso superior para ferrocarril de una o dos vías. La norma mencionada para el alineamiento vertical de la carretera es aplicable en este tipo de pasos.

4.5. Proyecto de la subrasante

El costo de construcción, parte integrante de los costos en que se basa la evaluación de un camino, está gobernado por los movimientos de terracerías. Esto implica una serie de estudios que permitan tener la certeza de que los movimientos a realizar sean los más económicos, dentro de los requerimientos que el tipo de camino fija.

La subrasante a la que corresponden los movimientos de terracerías más económicos, se le conoce como subrasante económica.

Al iniciarse el estudio de la subrasante en un tramo, se debe analizar el alineamiento horizontal, el perfil longitudinal y las secciones transversales del terreno, los datos relativos a la calidad de los materiales y la elevación mínima que se requiere para dar cabida a las estructuras.

La subrasante económica es aquella que ocasiona el menor costo de la obra, entendiéndose por esto la suma de las erogaciones ocasionadas durante la construcción, y por la operación y conservación del camino una vez abierto al tránsito. No obstante, la forma más práctica que el proyectista debe seguir para obtener la subrasante más económica, es determinarla únicamente por el monto de construcción por ser este concepto el que presenta variaciones sensibles; por lo tanto, para el proyecto de la subrasante económica hay que tomar en cuenta lo siguiente:

1. Deberá cumplir con las especificaciones de proyecto geométrico dadas.
2. El alineamiento horizontal es definitivo, debido a que en la fase de anteproyecto se han considerado los problemas inherentes a éste, sin embargo, habrá casos en que se lleven a cabo replanteamientos locales.
3. La subrasante a proyectar debe permitir alojar las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel, y su elevación debe ser la necesaria para evitar humedades perjudiciales a las terracerías o el pavimento, causadas por zonas de inundaciones o humedad excesiva en el terreno natural.

Elementos que definen el proyecto de la subrasante.

De acuerdo con lo anterior, se considera que los elementos que definen el proyecto de la subrasante económica, son los siguientes:

- A) Condiciones Topográficas**
- B) Condiciones Geotécnicas**
- C) Subrasante Mínima**
- D) Costo de las Terracerías**

A. Condiciones Topográficas. De acuerdo con su configuración se definen tres tipos:

Plano: es aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula.

Lomerío: terreno cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendientes no mayores al 25°.

Montañoso: es aquel que presenta pendientes transversales mayores al 25°, caracterizado por accidentes topográficos notables y cuyo perfil obliga a fuertes movimientos de tierra.

En terreno plano, el proyecto de la subrasante será generalmente en terraplén, sensiblemente paralelo al terreno y con la altura suficiente para quedar a salvo de la humedad propia del suelo y de los escurrimientos laminares en él, así como para permitir las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel. En este tipo de terreno, la compensación longitudinal o transversal de las terracerías se presenta excepcionalmente; como consecuencia, los terraplenes estarán formados con material producto de préstamo de banco. Así también, este tipo de terreno, por lo general permite proyectar tramos con distancia de visibilidad de rebase sin ninguna dificultad, tanto para el alineamiento vertical como para el horizontal.

En terreno lomerío se deberá estudiar la subrasante combinando las pendientes especificadas, obteniendo un alineamiento vertical ondulado, que en general permitirá aprovechar el material producto de los cortes, para formar los terraplenes contiguos. El proyecto de la subrasante basado en contra pendientes, la compensación longitudinal de las terracerías en tramos de longitud considerable, el hecho de no representar problema dejar el espacio vertical necesario para alojar las alcantarillas, los pasos a desnivel y puentes, son característicos de este tipo de terreno. Así mismo, cuando se requiere considerar la distancia de visibilidad de rebase en el proyecto del alineamiento vertical, se ocasiona un incremento en el volumen de tierras a mover.

En terreno montañoso, como consecuencia de la configuración topográfica, la formación de las terracerías se obtiene mediante la excavación de grandes volúmenes; el proyecto de la subrasante queda generalmente condicionado a la pendiente transversal del terreno y al análisis de las secciones transversales en zonas críticas o en balcón. Cuando a causa de la excesiva pendiente transversal del terreno haya necesidad de alojar en firme la corona del camino, la elevación de la subrasante debe estudiarse considerando la construcción de muros de contención, de viaductos, o de túneles con objeto de obtener el menor costo del transporte en el tramo en estudio.

Son características del terreno montañoso utilizar con frecuencia los valores límites o máximos de las normas y especificaciones de construcción, así también, cuando se requiere proporcionar la distancia de visibilidad de rebase en los tramos

especificados, es necesario llevar a cabo grandes movimientos de terracerías, la necesidad de proyectar alcantarillas de alivio, dando como resultado en el diagrama de masas una serie de desperdicios ininterrumpidos por pequeños tramos compensados.

B. Condiciones geotécnicas. La calidad de los materiales de la zona en donde se alojará el camino, es un factor muy importante para lograr el proyecto de la subrasante económica, ya que además del empleo que tendrán en la formación de las terracerías, servirán de apoyo al camino. La elevación de la subrasante se limita en ocasiones por la capacidad de carga del suelo que servirá de base al camino.

Por la dificultad que ofrece a su ataque, la normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, clasifica a los materiales de terracerías como **A**, **B** y **C**, y por el tratamiento que van a tener en la formación de los terraplenes, los clasifican en materiales compactables y no compactables.

Un suelo se clasifica como materia **A** cuando puede ser atacado fácilmente con pala de mano, pico, escrepa o pala mecánica de cualquier capacidad; además, se consideran como material **A** los suelos poco o nada cementados, con partículas hasta de 7.5 cm; como material **B**, el que requiere ser atacado mediante arado o por explosivos ligeros, considerándose además como material **B**, las piedras sueltas mayores de 7.5 cm y menores de 75.0 cm. Finalmente el material tipo **C** es el que requiere ser atacado mediante explosivos, y para su remoción el empleo de palas mecánicas de gran capacidad.

Un material se considera compactable cuando es posible controlar su compactación por alguna de las pruebas de laboratorio que se especifican en la normativa SCT; en caso contrario, se considerará no compactable, aun y cuando se reconozca que estos materiales pueden ser sujetos a un proceso de compactación en el campo.

Al material llamado no compactable, generalmente producto de los cortes y excepcionalmente obtenido de los préstamos, se le aplica el tratamiento de bandeado al emplearse en la formación de los terraplenes, tratamiento que tiene por objeto lograr un mejor acomodo de los fragmentos, reduciendo los vacíos u oquedades mediante el empleo del equipo de construcción adecuado. Dentro de este grupo quedan incluidos los materiales clasificados como **C** y aquellos cuya clasificación **B** es debida a la presencia de fragmentos medianos y grandes.

Para el proyecto de la subrasante se deben conocer principalmente las propiedades de los materiales que intervienen en la formación de las terracerías, los datos relativos a su clasificación para fines de presupuesto y el tratamiento a darles.

C. Subrasante mínima. La elevación mínima correspondiente a puntos determinados del camino, a los que el estudio de la subrasante económica debe

sujetarse, define en esos puntos el proyecto de la subrasante mínima. Los elementos que fijan estas elevaciones mínimas son:

1. **Obras menores.**
2. **Puentes.**
3. **Zonas de Inundación.**
4. **Intersecciones.**

1. Obras Menores. Para lograr la economía deseada y no alterar el buen funcionamiento del drenaje, es necesario que el estudio de la subrasante respete la elevación mínima que requiere el proyecto de las alcantarillas. Esto es determinante en terrenos planos, pues en terrenos considerados como lomerío y montañoso, solamente en casos aislados habrá que tomar en cuenta la elevación mínima, ya que el proyecto de la subrasante estará obligado por las condiciones que este tipo de configuración topográfica impone y generalmente habrá espacio vertical suficiente para dar cabida a las obras menores.

La metodología para encontrar la elevación a la cual debe sujetarse la subrasante, está en función de las características propias de a alcantarillas y de la sección de construcción, principalmente la elevación del desplante, la pendiente según el eje de la obra, el colchón mínimo, el ángulo de esviajamiento, la altura de la obra hasta su coronamiento, el ancho de la semi corona, y las pendientes longitudinal y transversal de la obra.

2. Puentes. La elevación definitiva de la subrasante no será conocida hasta que se proyecte la estructura, es necesario tomar en consideración los elementos que intervienen para definir la elevación mínima, con el objeto de que el proyecto del alineamiento vertical se aproxime lo más posible a la cota que se requiere.

Para lograr lo anterior se debe contar con los siguientes datos:

- a) Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- b) Sobreelevación de las aguas ocasionadas por el estrechamiento que origina el puente en el cause.
- c) Espacio libre vertical para dar paso a cuerpos flotantes.
- d) Peralte de la superestructura.

La suma de los valores de estos elementos determina la elevación mínima de rasante necesaria para alojar el puente, de la cual habrá que deducir el espesor de pavimento para obtener la elevación de la subrasante.

En los caminos con TDPA bajo (entre 1 y 500 vehículos), localizados en zonas en donde las avenidas máximas extraordinarias se presentan con poca frecuencia y duración, se pudieran proyectar vados en lugar de puentes, sin embargo esto no es recomendable, aunque a primera vista redundará en una subrasante aparentemente económica, el costo global del transporte y el costo de mantenimiento del mismo serán, sin duda, elevados.

3. Zona de Inundación. El paso de un camino por zonas de inundación, requiere del conocimiento del nivel de aguas máximas extraordinarias, mismas que obligan a dar la elevación mínima para la elaboración del proyecto; así mismo, el camino en si será un obstáculo que generará una sobreelevación de las aguas, por tal motivo y para asegurar la estabilidad de las terracerías y del pavimento, se recomienda que la elevación de la subrasante sea como mínimo un metro arriba del nivel de aguas máximas extraordinarias.

4. Intersecciones. Los cruces que un camino tiene con otras vías de comunicación terrestre, ya sean en proyecto o existentes, dan lugar a intersecciones que pueden ser a nivel o a desnivel. En este caso, el proyecto de la subrasante deberá considerar la vía terrestre que cruce.

En las intersecciones a desnivel, se hará un estudio económico para determinar si conviene sea inferior o superior el paso del camino que se está proyectando. Para fijar la elevación de la subrasante económica se sigue una metodología semejante a la ya explicada para el caso de obras menores, tomando en consideración además, para el caso de los entronques, que deberán estudiarse los enlaces con los caminos que originan el cruce.

D. Costo de las terracerías. La posición que debe guardar la subrasante para obtener la economía máxima en la construcción de las terracerías, depende de los siguientes conceptos:

1. Costos unitarios:

Excavación en corte.

Excavación en préstamo.

Compactación en el terraplén del material de corte.

Compactación en el terraplén del material de préstamo.

Sobre acarreo del material de corte a terraplén.

Sobre acarreo del material de corte a desperdicio.

Sobre acarreo del material de préstamo a terraplén.

Costo del terreno afectado para préstamo, desmonte y despalme, dividido entre el volumen de terracerías extraído del mismo.

2. Coeficiente de variabilidad volumétrica:

Del material de corte.

Del material de préstamo.

3. Relaciones:

Entre la variación de los volúmenes de corte y terraplén al mover la subrasante de su posición original.

Entre los costos unitarios del terraplén formado con material producto de corte y con material obtenido de préstamo.

Entre los costos que significa el acarreo del material de corte para formar el terraplén y su compactación en éste y el que significa la extracción del material de corte y el acarreo para desperdiciarlo.

4. Distancia económica de sobre acarreo:

El empleo del material producto de corte en la formación de terraplenes, está condicionado tanto a la calidad del material como a la distancia hasta la que es económicamente posible su transporte; ésta distancia está dada por la siguiente ecuación:

$$DME = \frac{(P_p + ad) - P_c}{P_{sa}} + AL.$$

en donde :

DME = Distancia máxima de sobreacarreo económico.

ad = costo unitario de sobreacarreo del material de corte de desperdicio.

P_c = precio unitario de la compactación en el terraplén del material producto de corte.

AL = acarreo libre del material, cuyo costo está incluido en el precio de excavación.

P_p = costo unitario de terraplén formado con material producto de préstamo.

P_{sa} = precio unitario del sobreacarreo del material de corte.

Como se vera en el inciso **movimiento de terracerías**, en estos elementos se basa fundamentalmente el estudio de diagrama de masas.

Cálculo de Volúmenes y Movimientos de Terracerías

Para lograr la aproximación de vida en el cálculo de los volúmenes de tierra, es necesario obtener la elevación de la subrasante tanto en las estaciones cerradas como en las intermedias en que se acusan cambios en la pendiente del terreno; así mismo, es conveniente calcular la elevación de los puntos principales de las curvas horizontales, en los que la sección transversal sufre un cambio motivado por la sobre elevación y la ampliación.

Obtenida la elevación de la subrasante para cada una de las estaciones consideradas en el proyecto, se determina el espesor correspondiente dado por la diferencia que existe entre las elevaciones del terreno y de la subrasante. Este espesor se considera en la sección transversal del terreno previamente dibujada, procediéndose al proyecto de la sección de construcción.

El cálculo de los volúmenes se hace con base en las áreas medidas en las secciones de construcción y los movimientos de los materiales se analizan mediante un diagrama de curva masa.

Secciones de Construcción

Se llama así a la representación gráfica de las secciones transversales, que contienen tanto los datos del diseño geométrico como los correspondientes al empleo y tratamiento de los materiales que formaran las terracerías; fig. 25 y 26

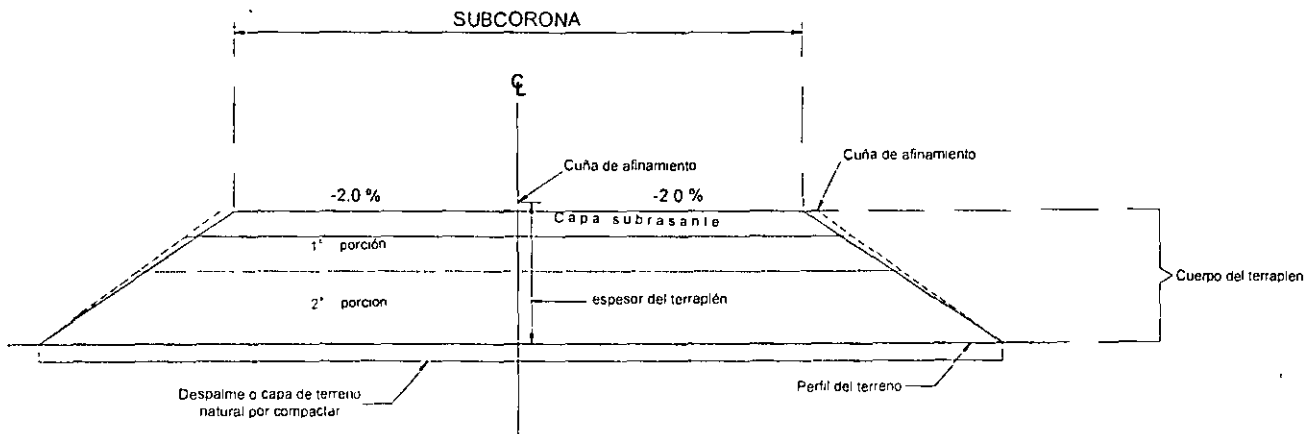


FIGURA 25 SECCION DE CONSTRUCCIÓN DE UN TERRAPLÉN EN TANGENTE

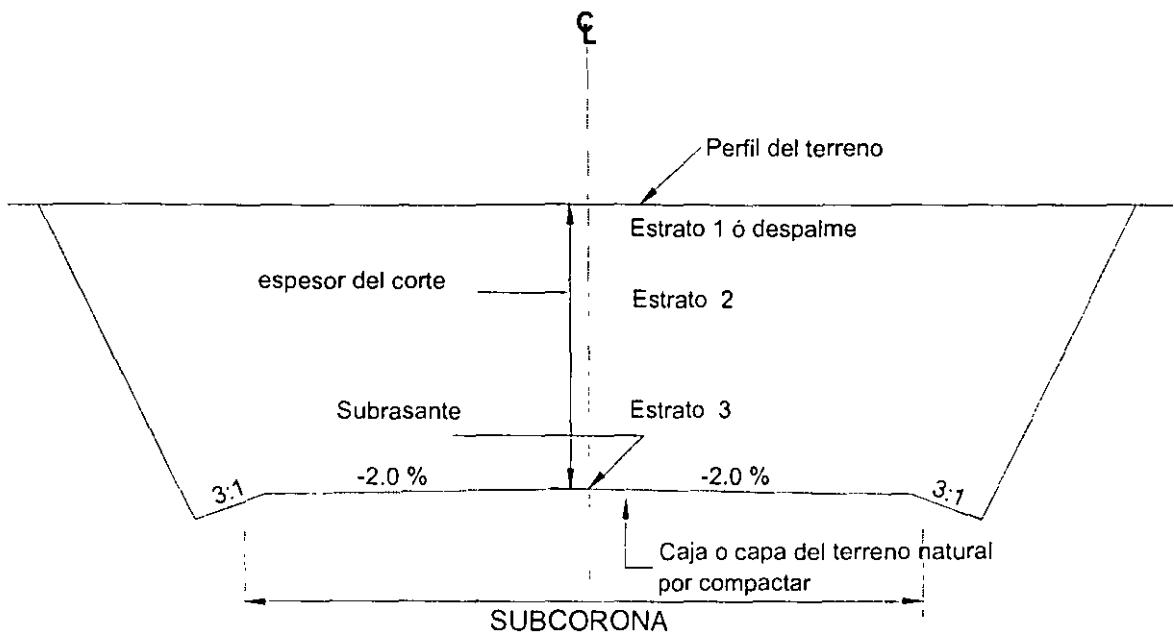


FIGURA 26 SECCION DE CONSTRUCCION DE UN CORTE EN TANGENTE

Los elementos y conceptos que determinan el proyecto de una sección de construcción, pueden separarse en dos grupos claramente definidos.

- A. Los propios del Diseño Geométrico.
- B. Los impuestos por el Procedimiento a que debe sujetarse la construcción de las terracerías.

Los elementos relativos al Grupo A son los siguientes:

- 1.- Espesor de corte o de terraplén.
- 2.- Ancho de corona.
- 3.- Ancho de calzada
- 4.- Ancho de acotamiento.
- 5.- Pendiente transversal
- 6.- Ampliación en curvas.
- 7.- Longitud de Transición.
- 8.- Espesor de Pavimento.
- 9.- Ancho de subcorona.
- 10.- Talud de corte o de Terraplén.
- 11.- Dimensiones de las cunetas.

Los elementos que forman el grupo B son los siguientes:

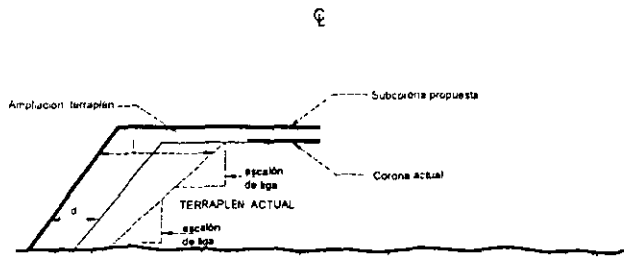
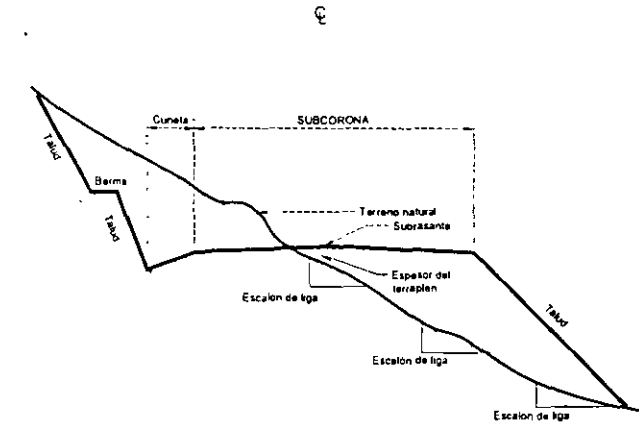
- 12.- Despalme
- 13.- Compactación del terreno natural.

- 14.- Escalón de liga.
- 15.- Cuerpo del Terraplén.
- 16.- Capa Subrasante.
- 17.- Cuña de Afinamiento.
- 18.- Muro de Retención.
- 19.- Berma
- 20.- Estratos en Corte.
- 21.- Caja en Corte.

12.- Desplante: Es la remoción de la capa superficial del terreno natural que, por sus características no es adecuada para la construcción; ya sea que se trate de zonas de cortes, de áreas destinadas para desplantes de terraplenes o de zonas de préstamo.

13.- Compactación del Terreno Natural: Es la que se da al material del terreno sobre en la que se desplantara un terraplén o al que quede debajo de la subcorona o de la capa subrasante en corte, para proporcionarle a ese material el peso volumétrico requerido.

14.- Escalón de Liga: Es el que se forma en el área de desplante de un terraplén, cuando la pendiente transversal del terreno es poco menor que la inclinación del talud y con 1.5:1, a fin de obtener una liga adecuada entre ellos y evitar un deslizamiento del terraplén ver fig. 27



B

FIGURA 27 ESCALÓN DE LIGA

También se proyecta en casos de ampliación o reconstrucción de caminos existentes, cuando la distancia horizontal d , entre taludes, es menor que el ancho del equipo de construcción, para lo cual hay que recortar el terraplén existente, hasta obtener la distancia l necesaria. Las dimensiones del escalón de liga se fijan de acuerdo con las características de los materiales y del equipo de construcción.

15.- **Cuerpo del Terraplén:** Se llama así a la parte del terraplén que queda debajo de la subcorona está formado por una o más porciones según sea la elevación del terraplén, las características de los materiales y el tratamiento que se le de, fig. 25.

16.- **Capa Subrasante:** Es la porción subyacente a la subcorona, tanto en corte como en terraplén. Su espesor es comúnmente de 30cm y está formada por suelos seleccionados para soportar las cargas que le transmite el pavimento.

17.- **Cuña de Afinamiento:** Es el aumento lateral que se le da a un talud del terraplén, para lograr la compactación de vida en las partes contiguas a él. Es de forma triangular, comúnmente de 20 cm de ancho en su parte superior al nivel del hombro de la subcorona, y termina en la línea de ceros del talud o en el lecho superior de la porción inferior, si ésta es de material no compactable; ésta cuña debe recortarse en el afinamiento final.

18.- **Muro de retención:** Cuando la línea de ceros del terraplén no llega al terreno natural es necesario construir muros de retención, cuya ubicación y altura estarán dadas como resultado del estudio económico.

19.- **Berma:** en un terraplén, está formada por el material que se coloca adosado a su talud, a fin de darle mayor estabilidad al terraplén (ver figura 28); en corte, es un escalón que se hace recortando el talud, con el objeto de darle mayor estabilidad y de detener en el material que se pueda desprender, evitando así que se llegue a la corona del camino.

20.- **Estratos en Corte:** Así se designan a las diferentes capas que aparecen en un corte, cuando cada una de ellas está formada por material de distintas características de los demás.

En esta figura se aprecia lo siguiente:

- a) La capa superficial del terreno o estrato 1, que en general está formada por materiales finos, si es aprovechable por su calidad para formar el terraplén, se considera como tal; si por el contrario es inadecuado para ese empleo, viene a ser el despalme antes descrito.
- b) Las porciones 2 y 3 representan dos estratos formados por material adecuado para la formación de terracerías, pero cuyas características son distintas.

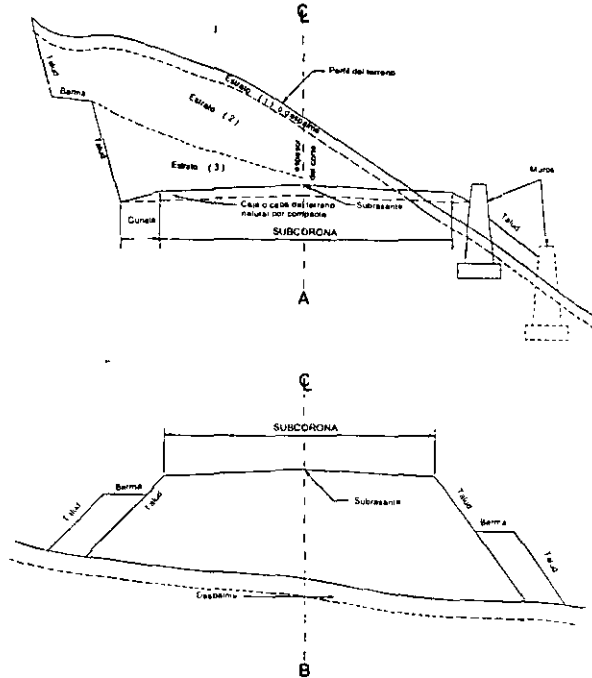


FIGURA 28 MUROS Y BERMAS

21.- Caja en corte: Es la excavación del material subyacente a la subcorona, inadecuado para formar la capa subrasante. Este material debe ser substituido por otro de características apropiadas.

Determinación de áreas

Para fines de presupuesto y pago de la obra, es preciso determinar los volúmenes tanto de corte como de terraplén; para lograr lo anterior, se deberá calcular el área de considerada en el proyecto de construcción, lo cual se logra fácilmente con la suma y resta de los trapecios que forman la figura a calcular, todos referidos a un sistema de ejes cartesianos.

En la **figura 29** se considera una sección en corte; el área de la sección es la suma de las áreas de los trapecios **A23CA**, **C34DC** y **D45FD**, menos la suma de las áreas de los trapecios **A21BA**, **B16EB** y **E65FE**; de lo anterior se tiene que:

$$A = \frac{1}{2} \left| \begin{array}{cccc} y_1 & y_2 & y_3 & \dots & y_n & y_1 \\ x_1 & x_2 & x_3 & \dots & x_n & x_1 \end{array} \right|$$

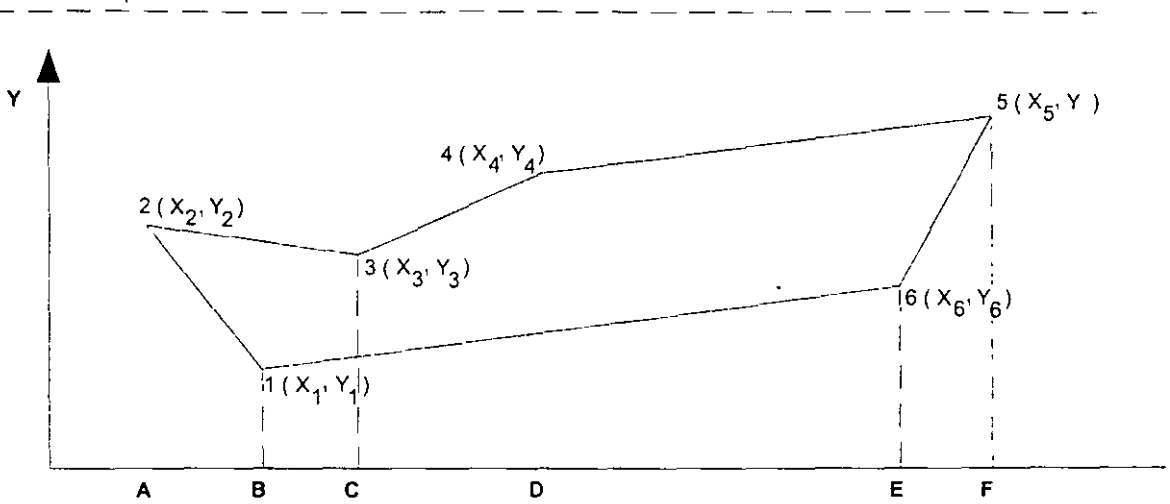


FIGURA 29 DETERMINACIÓN DE ÁREAS, METODO ANALITICO

Cálculo de Volúmenes

Una vez que se han determinado las áreas de las secciones de construcción, se procede al cálculo de los volúmenes de tierras. Para ello es necesario suponer que el camino está formado por una serie de prismoides tanto en corte como en terraplén. Cada uno de estos prismoides está limitado en sus extremos por dos superficies paralelas verticales representadas por las secciones de construcción y lateralmente por los planos de los taludes, de la subcorona y del terreno natural, **fig. 30**

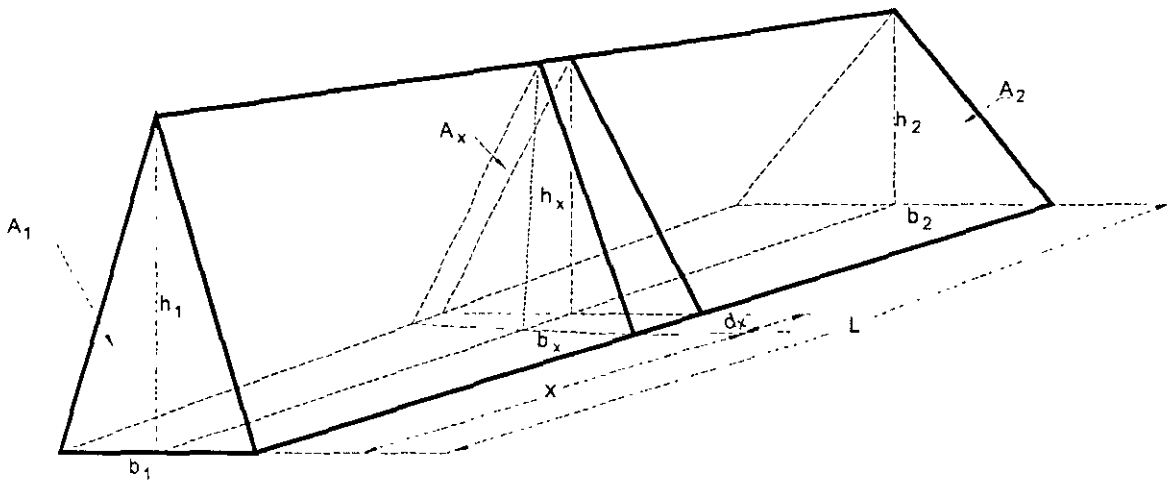


FIGURA 30 VOLUMEN DE UN PRISMOIDE TRIANGULAR

La siguiente **formula** conocida como de las áreas medias, permite calcular el volumen del terraplén entre dos secciones transversales conocidas, y que por su simplicidad es muy útil para el cálculo de volúmenes de las terracerías:

$$V' = \frac{L}{2}(A_1 + A_2)$$

Esta expresión introduce un error, cuando A_m no es el promedio de las áreas extremas, error que puede calcularse con la siguiente expresión:

$$E = \frac{L}{3}(A_1 + A_2 - 2A_m)$$

Para el prismoide triangular:

$$E = \frac{L}{12}(b_1 - b_2)(h_1 - h_2)$$

El cálculo de volúmenes en curva se hace basándose en el teorema de Pappus y Guldinus, según el cual, el volumen de un sólido generado por una superficie plana que gira alrededor de un eje contenido en el plano de su superficie, es igual al producto del área por la distancia recorrida por el centro de gravedad de la superficie durante el giro.

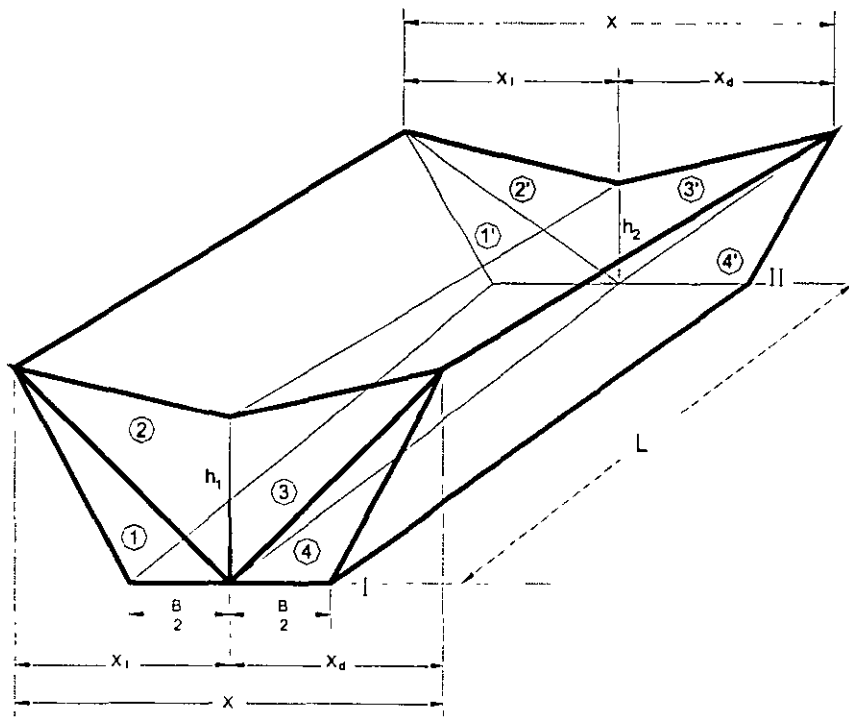


FIGURA 31 DESCOMPOSICIÓN DE UN PRISMOIDE EN PRISMOIDES TRIANGULARES

Lo anterior es válido si todas las secciones del camino en curva fueran iguales; sin embargo, el caso más común es que sean diferentes, lo que implica que la distancia del centro de gravedad de cada una de las secciones respecto al eje del camino, varíe de sección a sección y entonces el calculo exacto del volumen es muy complejo, sin embargo, con la ayuda de las computadoras esta se torna en un calculo sencillo.

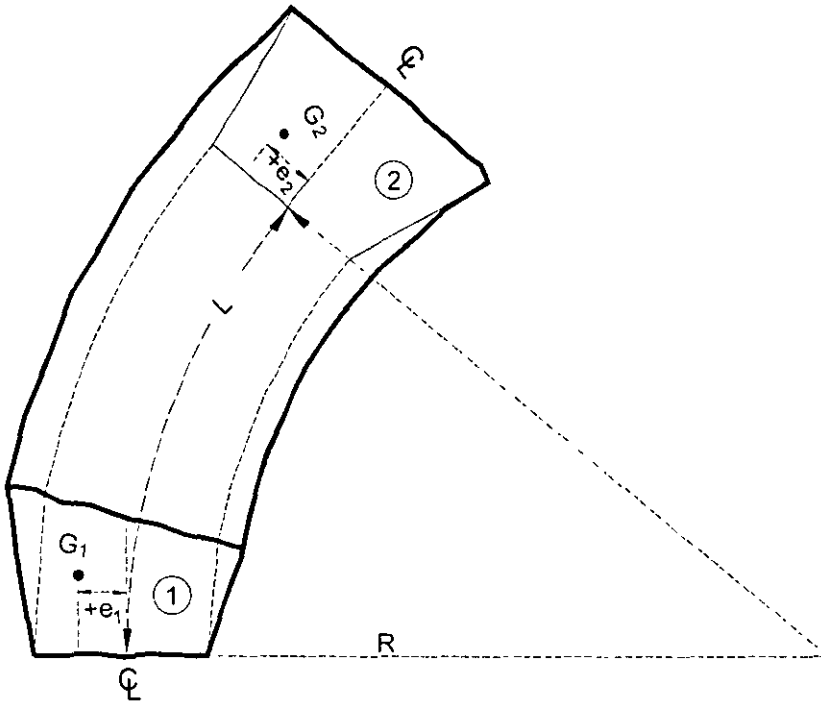


FIGURA 32 CORRECCIÓN DE VOLUMEN POR CURVATURA

Coefficiente de Variabilidad Volumétrica

El material, ya sea de corte o de préstamo, empleado en la formación de los terraplenes, experimenta un cambio de volumen al pasar de su estado natural a formar parte del terraplén, siendo esencial el conocimiento de este cambio para la correcta determinación de los volúmenes de los movimientos de tierra correspondientes.

El coeficiente será mayor a la unidad cuando un metro cúbico de terraplén pueda construirse con un volumen menor de material, obtenido en el corte o en el préstamo. Contrariamente, el coeficiente será menor que la unidad, cuando el volumen de terraplén requiera un volumen mayor del material constitutivo.

El terraplén puede estar integrado por dos o tres porciones a las que se les puede dar distinto grado de compactación; para el material producto de corte, que se empleará en la construcción del terraplén, el coeficiente de variabilidad que se considera para cada estrato en el corte, es proporcional al volumen de las porciones del terraplén; así por ejemplo, si el cuerpo del terraplén está constituido por dos porciones de igual volumen, el coeficiente empleado será el promedio de los correspondientes a los grados de compactación considerados para cada una de las porciones. En cambio, cuando el material está formado por material producto de préstamo, se aplica el coeficiente de variabilidad volumétrica correspondiente a cada una de las porciones, según sea el grado de compactación recomendado.

En el caso de los acarreos, por estar los precios unitarios en función del volumen del material a mover en su estado natural, éstos se calculan de la siguiente manera:

Si el material proviene de un sólo estrato, se divide el volumen de ese material entre su coeficiente de variabilidad volumétrica; si el material a mover proviene de dos o más estratos, deberá entonces determinarse el coeficiente medio de variabilidad volumétrica para cada acarreo; o sea el resultado de dividir la suma de los volúmenes compactados en el terraplén entre la suma de los volúmenes respectivos, medidos en la excavación.

Ordenadas de la curva masa

La ordenada de la curva masa en una estación determinada es la suma algebraica de los volúmenes de terraplén y de corte; estos últimos afectados por su coeficiente de variabilidad volumétrica, considerados los volúmenes desde un origen hasta esa estación; se establece que los volúmenes de corte son positivos y los de terraplén son negativos. Estas ordenadas sirven para dibujar el diagrama de masas en un sistema de coordenadas rectangulares.

Ocurre con frecuencia que la calidad del material producto de corte, no es la adecuada para formar la totalidad del terraplén, sino que únicamente puede emplearse en la construcción de parte del cuerpo del mismo. Cuando esta situación se presenta, es necesario calcular ordenadas de curva masa para cada porción del terraplén que tenga distinta fuente de aprovisionamiento.

La siguiente **tabla** representa el registro de cálculo de subrasante y curva masa.

4.6 Movimiento de tierras

Los volúmenes, ya sean de corte o de préstamo, deben ser transportados para formar los terraplenes; sin embargo, en algunos casos, parte de los volúmenes de corte deben desperdiciarse, para lo cual se transportan a lugares convenientes fuera del camino.

Para determinar todos estos movimientos de terracerías y obtener su costo mínimo, el diagrama de masas es el instrumento con que cuenta el proyectista. El Diagrama de Masas es la curva resultante de unir todos los puntos dados por las ordenadas de curva masa, obtenidos de acuerdo al inciso anterior, correspondiendo las abscisas al cadenamiento del camino.

A. Propiedades del diagrama de masas. En la **figura 33** se representa el diagrama de masas **ABCDEFGF** correspondiente a los volúmenes de terracerías a mover, al ubicar la subrasante **aceg** en el perfil **abcdefg** del terreno.

Las principales propiedades del diagrama de masas son las siguientes:

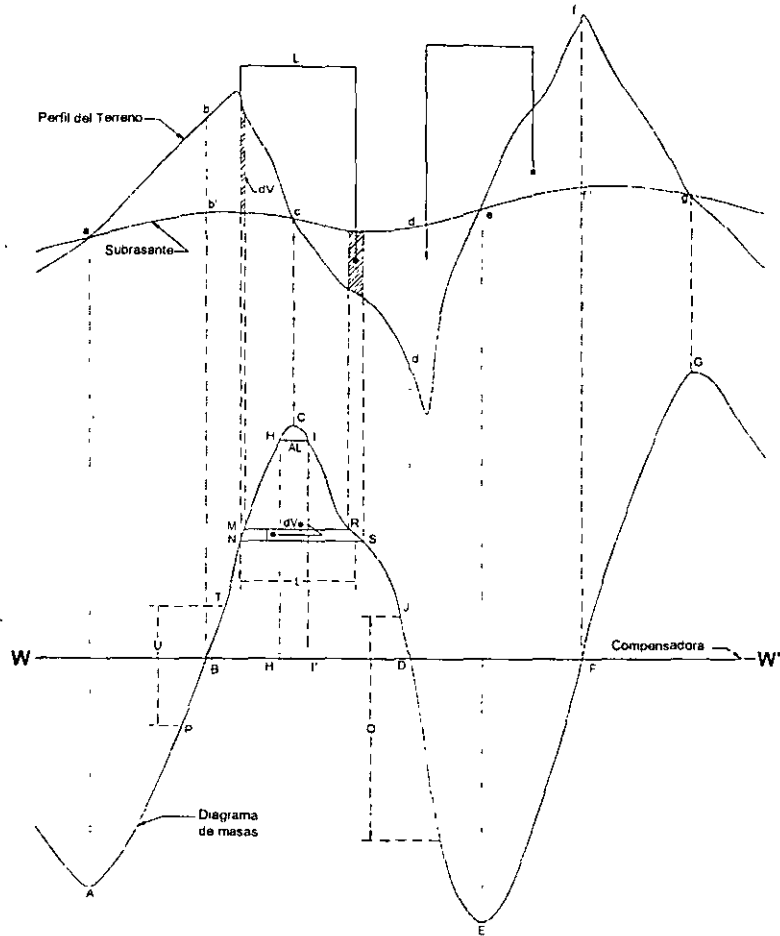


FIGURA 33 PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

1. El diagrama es ascendente cuando predominan los volúmenes de corte sobre los de terraplén y descendente en caso contrario. En la **figura 33** se tiene que las líneas **ABC** y **EFG** son ascendentes por derivarse de los volúmenes de los cortes **abc** y **efg**, en tanto que la línea **CDE** es descendente por referirse al terraplén **cde**.

2. Cuando después de un tramo ascendente en el que predominan los volúmenes de corte, se llega a un punto del diagrama en el cual empiezan a preponderar los volúmenes de terraplén, se dice que se forma un máximo; inversamente, cuando después de un tramo descendente en el cual han sido mayores los volúmenes de terraplén se llega a un punto en que comienzan a prevalecer los volúmenes de corte, se dice que se forma un mínimo.

En la **figura 33**, los puntos **A** y **E** del diagrama son mínimos y corresponden a los puntos **a** y **e** del terreno que son los extremos de tramos en terraplén, en tanto que los puntos **C** y **G** del mismo diagrama son máximos y corresponden a los extremos de los cortes **abc** y **efg**.

3. La diferencia entre las ordenadas de la curva masa, en dos puntos cualesquiera **P** y **T**, expresa un volumen **U** que es igual a la suma algebraica de todos los volúmenes de corte, positivos, con todos los volúmenes de terraplén, negativos, comprendidos en el tramo limitado por esos dos puntos. En el diagrama citado, la diferencia de ordenadas entre **P** y **T** es **U**; por quedar **T** arriba de **P**, expresa que en el tramo hay un excedente **U** del volumen de corte sobre el de terraplén; si los dos puntos son como el **J** y el **K**, y éste queda debajo de aquél, la diferencia de ordenadas **Q** indica el volumen de terraplén en exceso del de corte en ese tramo.

4. Si en un diagrama de masas se dibuja una línea horizontal en tal forma que lo corte en dos puntos consecutivos, éstos tendrán la misma ordenada y por consecuencia, en el tramo comprendido entre ellos, serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén, o sea que ambos puntos son los extremos de un tramo compensado.

Esta línea horizontal se llama compensadora y a la distancia entre los dos puntos se le llama abertura del diagrama siendo la distancia máxima de acarreo al llevar el material del corte al terraplén.

En la **figura 33** la horizontal **BD** es una compensadora, pues la línea **BC** representa los volúmenes del corte **bcb'** que son iguales a los volúmenes del terraplén **cdd'**, representados por la línea **CD** del diagrama. La abertura **BD** es la distancia máxima de acarreo al transportar el volumen del corte **b'bc** al terraplén **cdd'**.

5. Cuando en un tramo compensado el contorno cerrado que origina el diagrama de masas y la compensadora **WW'** queda arriba de ésta, el sentido del acarreo es hacia delante; contrariamente, cuando el contorno cerrado queda debajo de la compensadora, el sentido del movimiento es hacia atrás.

Así, en el diagrama, el contorno cerrado **BCDB** indica un movimiento hacia delante por estar arriba de la compensadora **WW'**, pues el volumen **BC** del corte **bcb'** será llevado al terraplén **cdd'** que está adelante. En cambio, el contorno cerrado **DEFD** que está debajo de la compensadora **WW'** indica que el volumen **EF** del corte **eff'** será llevado al terraplén **ded'** mediante un acarreo cuyo sentido es hacia atrás.

6. Las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan los acarreos. Si en el corte **bcb'** se toma un volumen elemental **dV**, que está representado en el diagrama de masas por el segmento **MN**, que será transportado a una distancia **L**, para ser colocado en el segmento **RS** del terraplén, el acarreo elemental será **dV x L** que es precisamente el área del trapecio elemental **MNSR**; por tanto, la suma de todas las áreas de los trapecios elementales, representativos de acarreos elementales, será el área del contorno cerrado **BCDB**, que representará el monto del acarreo total. Así pues, si se tiene un contorno cerrado formado por el diagrama de masas y por una

compensadora, bastará con determinar el área de él, para que, considerando las escalas respectivas, se encuentre el valor del acarreo total.

B.- Precio unitario y forma de pago de los conceptos que integran los movimientos de terracerías. El precio unitario es la remuneración pecuniaria que se cubre al contratista por unidad de obra realizada y que comprende el costo directo, el costo indirecto y la utilidad, en cada concepto para el que se establece.

En el caso de la determinación de la subrasante económica, es preciso conocer el precio unitario de cada uno de los conceptos que comprenden los movimientos de terracerías, para que al multiplicarlo por el volumen de obra respectivo, se obtenga la erogación correspondiente a cada uno de esos conceptos y se concluya si la subrasante así obtenida es realmente la más económica.

Como no es posible precisar los precios unitarios hasta que no se ha concluido la obra, se recurre para los proyectos al empleo de precios unitarios determinados para casos semejantes.

Las bases de contratación para cada obra indican los conceptos que integran cada uno de los precios unitarios a determinar. La evolución de las técnicas y equipos de construcción origina cambios continuos en la integración de precios unitarios, por lo que no es posible describir aquí los que corresponden a los conceptos que se mencionan.

Puede decirse que la subrasante que se determine, se acercará a la económica, en la misma forma que los precios unitarios supuestos para el proyecto, se acerquen a los precios unitarios de la obra.

Algunos de los conceptos que a continuación se indican fueron tratados en el inciso **Secciones de construcción** de este capítulo; aquí se verán bajo el aspecto correspondiente a su pago. Los conceptos que se tratan por primera vez, se describirán brevemente antes de tratar su forma de pago.

1. **Despalme**, El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación, en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

2. **Corte o excavación**, El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente. El precio unitario se fija de acuerdo con la dificultad que presenta el material al extraerse y cargarse.

3. **Prestamos laterales**, Son las excavaciones ejecutadas dentro de fajas ubicadas paralelamente al eje del camino a uno o a ambos lados de él, con anchos determinados en el proyecto, y cuyos materiales se utilizan exclusivamente en la formación de los terraplenes contiguos. El límite exterior de

cada faja se fija actualmente a una distancia máxima de cien metros, contados a partir del eje del camino.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto anterior para corte o excavación.

4. **Préstamo de banco**, Son los ejecutados fuera del límite de cien metros de ancho indicado en el punto anterior y los ejecutados dentro de dicho límite, cuyos materiales se emplean en la construcción de terraplenes que no estén situados lateralmente a dichos préstamos.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto 2.

5. **Compactación**, Es la operación mecánica que se ejecuta para reducir el volumen de los vacíos existentes entre las partículas sólidas de un material, con el objeto de mejorar sus características de deformabilidad y resistencia, así como para darle mayor durabilidad a la estructura formada por ese material.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del grado de compactación requerido.

6. **Bandeado**, Es el tratamiento mecánico que se aplica con equipo pesado de construcción, al material que por sus dimensiones de sus fragmentos no se le puede considerar susceptible de compactación normal, en el sentido de que los resultados del proceso de compactación de campo no pueden controlarse con las pruebas de laboratorio en vigor.

El pago se hace con base en el volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del tipo y número de pasadas del equipo.

7. **Agua para compactación**, Es el volumen de agua que se requiere incorporar a las terracerías, a fin de lograr los grados de compactación especificados en el proyecto. Es igualmente aplicable para el caso del bandeo.

El pago se hace con base en los volúmenes de agua medida en las pipas en el lugar de aplicación, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

8. **Acarreos**, Consisten en el transporte del material producto de cortes o préstamos, a lugares fijados para construir un terraplén o depositar un desperdicio. También se aplica al acarreo de agua para compactación.

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes clasifica los acarreos de acuerdo con la distancia que hay entre el centro de gravedad de la excavación y el centro de gravedad del terraplén a construir, o del sitio donde el desperdicio se va a depositar; en:

- a. **Acarreo libre**, Es el que se efectúa dentro de una distancia de 20 m.
- b. **Sobre acarreo en metros cúbicos-estación**. Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 20 y 120 m.
- c. **Sobre acarreo en metros cúbicos-hectómetro**. Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 121 y 520 m.
- d. **Sobre acarreo en metros cúbicos-kilómetro**. Cuando la distancia entre los centros de gravedad excede de 521 m.

A cada uno de estos tipos de acarreo corresponde un precio unitario, con excepción del acarreo libre cuyo costo se incluye en el de la excavación.

El pago de los sobre acarreos se hace multiplicando el monto de los mismos por el precio unitario correspondiente.

C. Determinación de los acarreos. A continuación se estudia la determinación de los acarreos con base en el diagrama de masas.

1. **Acarreo libre.** Es la distancia máxima a la que puede ser transportado un material, estando el precio de esta operación incluido en el de la excavación. En consecuencia, para no encarecer el precio de la excavación, el acarreo libre debe ser a la mínima distancia requerida por el equipo que lleva a cabo la extracción, carga y descarga del material.

Por convención, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ha adoptado una distancia de acarreo libre de 20 m; ésta se representa por medio de una horizontal en la zona inmediata a los máximos o mínimos del diagrama de masas.

Al preparar los programas para la PC, se requiere fijar, analíticamente, las estaciones que limitan el acarreo libre; las expresiones matemáticas necesarias se desarrollan a continuación.

En el diagrama de masas de la **figura 34** son conocidas las ordenadas correspondientes a las estaciones **1, 3, 4, y 6** y por supuesto el acarreo libre **AL**, que estará dividido en los tramos **a, b y c**.

Se ha dicho, dentro de las propiedades de la curva masa, que la diferencia de ordenadas entre dos puntos cualesquiera expresa un volumen, representados en la **figura** por las letras **Q** y **U** para terraplén y corte, respectivamente.

La pendiente en la línea correspondiente al terraplén es:

$$P_t = \frac{Q}{\text{distancia entre estaciones 1 y 3}}$$

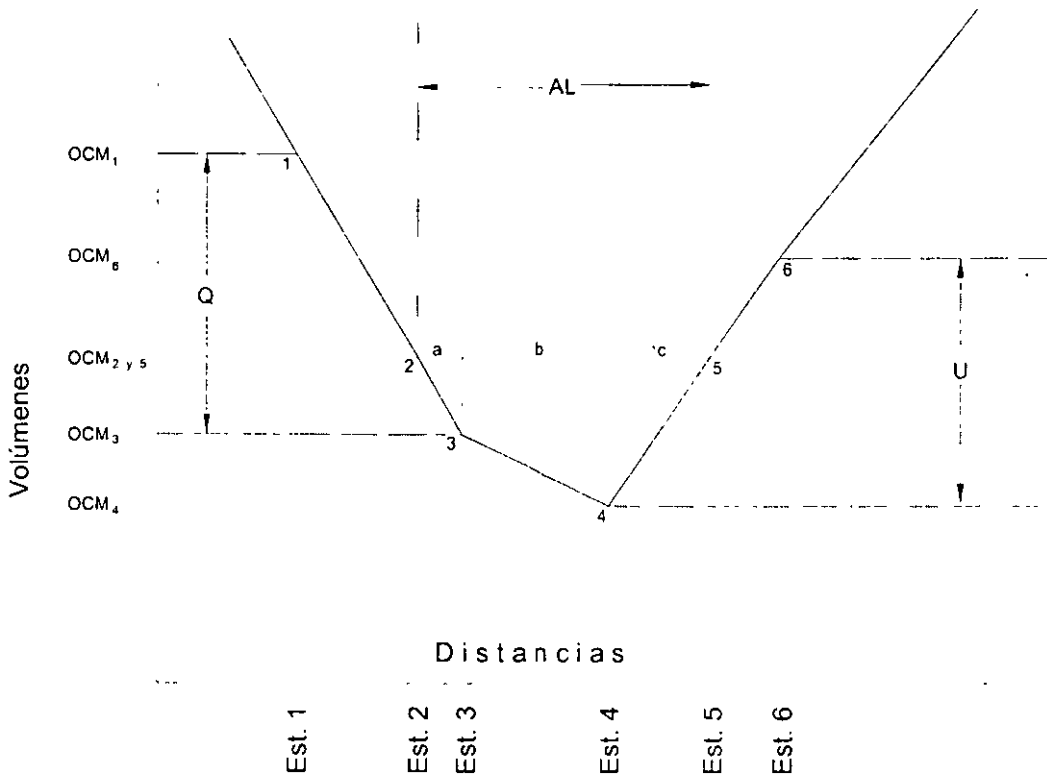


FIGURA 34 ACARREO LIBRE

y la pendiente de la línea correspondiente al corte es:

$$P_c = \frac{U}{\text{distancia entre estaciones 4 y 6}}$$

Por otro lado, se tiene que la ordenada en el punto 2 es igual a la del punto 5 y por lo tanto, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén.

Entonces:

$$OCM_2 = OCM_5$$

Como:

$$OCM_2 = OCM_3 - aP_t$$

$$OCM_5 = OCM_4 + cP_c$$

Se tiene que:

$$OCM_3 - aP_t = OCM_4 + cP_c$$

En esta estación son conocidos todos los valores menos la longitud de los segmentos **a** y **c**.

Pero como:

$$AL = a + b + c$$

y

$$c = AL - (a + b)$$

En donde **b** es conocido, por ser la distancia entre las estaciones **3** y **4**.

Substituyendo el valor de **c**, se tiene:

$$OCM_3 - aP_t = OCM_4 + [AL - (a + b)]P_c$$

$$OCM_3 - OCM_4 - P_c(AL - b) = a(P_t - P_c)$$

$$\frac{OCM_3 - OCM_4 - P_c(AL - b)}{P_t - P_c} = a$$

Por lo tanto, las estaciones que limitan el acarreo libre serán:

$$Est2 = Est3 - a$$

$$Est5 = Est4 + c$$

2.- **Distancia media de sobre acarreo:** Para poder cuantificar los movimientos de terracerías, es necesario establecer la distancia de sobre acarreo y la porción del volumen que hay que transportar más allá el límite establecido por el acarreo libre.

Refiriéndose a la **figura 35** se tiene que, la distancia de acarreo libre es la horizontal que corta la curva en los puntos **A** y **C**, de modo que **AC = 20 m**. El material por encima de la recta **AC** es el que se transportará sin costo adicional. El volumen de este material viene dado por la diferencia de ordenadas entre la recta **AC** y el punto **B** y es una medida del volumen de corte entre **a** y **b**, que forma el terraplén entre **b** y **c**.

Considérese ahora el volumen sobre la línea de compensación **OD**. El estudio de la curva masa y el perfil correspondiente, muestra que el corte de **o** a **b** formará el terraplén de **b** a **d**. Como el material que queda por encima de la compensadora **AC** está incluido en el límite del acarreo libre, la otra parte entre las líneas **OD** y **AC** que se mide por la ordenada **A'A** está sujeta a un transporte adicional o sobre

acarreo. Esto es, el volumen comprendido entre **o** y **a** debe ser sobre acarreado para formar el terraplén entre **c** y **d**.

La distancia media de sobre acarreo entre el corte **o-a**, y el terraplén a formar entre **c** y **d**, es la distancia entre los centros de gravedad del corte **o-a** y del terraplén **c-d**. Si por los centros de gravedad del corte y del terraplén se lleva una vertical, ésta cortará a la curva masa en los puntos **H** y **J**.

En consecuencia, la distancia media de sobre acarreo está dada por la longitud de la recta **HJ**, menos la distancia de acarreo libre **AC**.

La distancia media de sobre acarreo se obtiene con base en la propiedad de la curva masa que dice que las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan el monto de los acarreos, es decir, un volumen por una distancia. Si el área de estas figuras se divide entre la ordenada de las mismas, que representa un volumen, se obtendrá como resultado la distancia, que restándole el acarreo libre, dará la distancia media de sobre acarreo.

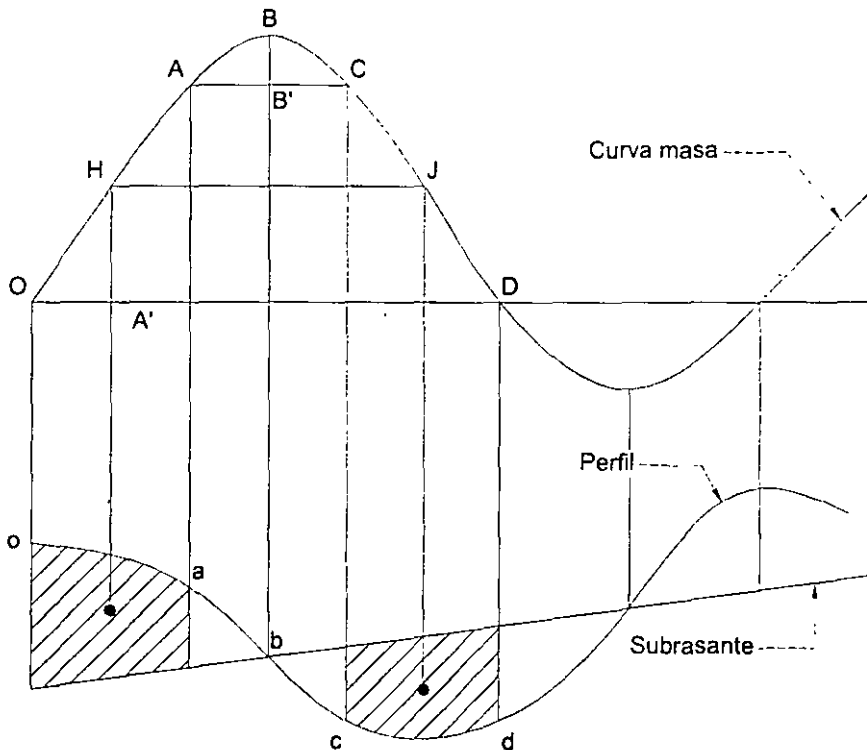


FIGURA 35 DISTANCIA MEDIA DE SOBRECARRERO

Así, por ejemplo, el área de contorno cerrado **OACDO** dividida entre la ordenada **A'A** dará como resultado la distancia **HJ**, a la cual habrá que restarle la distancia de acarreo libre **AC** para obtener la distancia media de sobre acarreo.

D.- Posición económica de la compensadora. En un tramo, la compensadora que corta el mayor número de veces al diagrama de masas y que produce los movimientos de terracerías más económicos, recibe el nombre de compensadora general.

Es conveniente obtener una sola compensadora general para un tramo de gran longitud; sin embargo, la economía buscada obliga la mayor parte de las veces, a que la compensadora no sea una línea continua, sino que debe interrumpirse en ciertos puntos para reiniciarla en otros situados arriba o debajo de la anterior, lo que origina tramos que no están compensados longitudinalmente y cuyos volúmenes son la diferencia de las ordenadas de las compensadoras.

En la **figura 36** se tienen las compensadoras generales **AA'**, **BB'**, **CC'** y **DD'**, que no forman una sola línea continua. La compensadora **BB'** origina un préstamo entre ella y la **AA'** por estar localizada bajo de ésta. La compensadora **CC'** ocasiona un desperdicio entre ella y la **BB'** por estar arriba de ésta, así como la compensadora **DD'** origina otro desperdicio por estar arriba de la **CC'**.

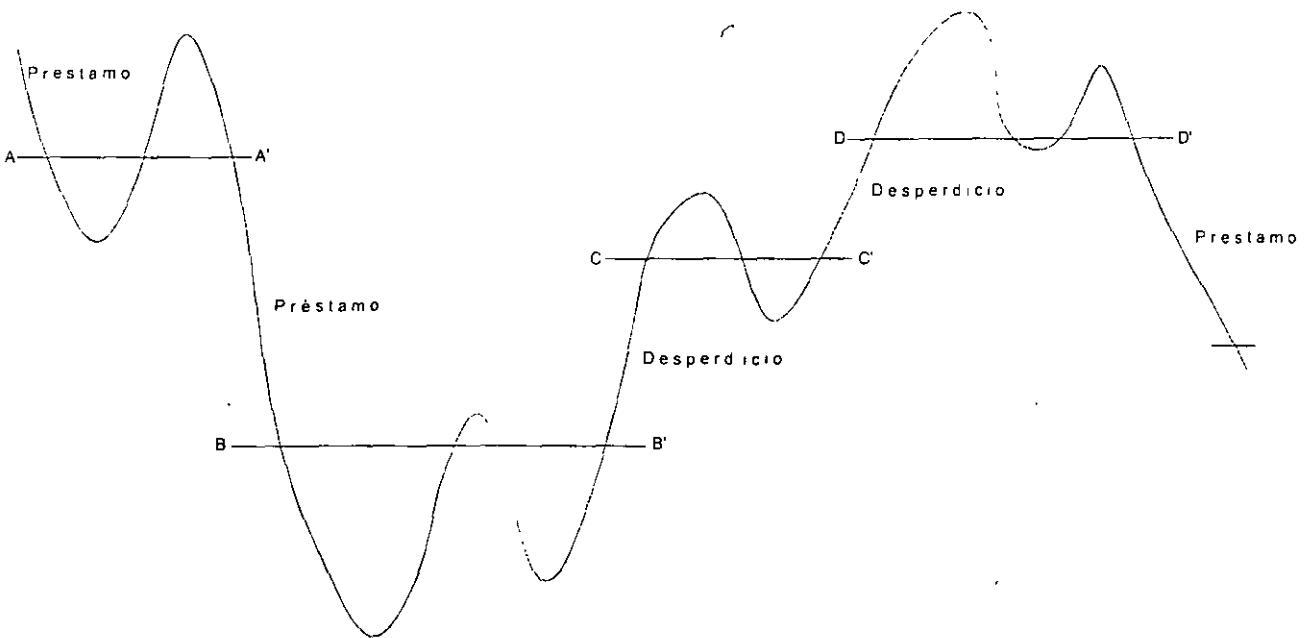


FIGURA 36 PRESTAMOS Y DESPERDECIOS

Generalmente, los préstamos se originan por exceso de volumen de terraplén y los desperdicios por exceso de volumen de corte, pero pueden coexistir préstamos y desperdicios, verbigracia, cuando la suma de los costos del acarreo del material excavado al llevarlo al terraplén y de la compactación requerida, sea mayor que la suma de los costos de excavación, de acarreo y de compactación del material producto de préstamo y del acarreo del desperdicio, o bien, cuando el material de corte no deba emplearse en la construcción del camino.

En el estudio de la compensación longitudinal se presentan cuatro casos, dependiendo de la ubicación de la compensadora general; en la **figura 36** la compensadora puede quedar ubicada entre préstamos como la **AA'**; entre préstamo y desperdicio como la **BB'**; entre desperdicios como la **CC'** y entre desperdicio y préstamo como la **DD'**.

Para el desarrollo de las ecuaciones que a continuación se citan y que rigen la posición económica de la compensadora para los casos antes descritos, se ha empleado la simbología siguiente:

Pat. Es el costo total que requiere la construcción de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto anterior y contiguo al tramo compensado. Este costo incluye los correspondientes a excavación, acarreo, compactación, etc.

Pad. Es el costo total que resulta de construir un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto posterior y contiguo al tramo compensado.

Dad y Dat. Es el costo unitario total del sobre acarreo y o acomodo del desperdicio de adelante y atrás, respectivamente.

Dcd y Dct. Son los precios unitarios por concepto de compactación del corte que se desperdicia adelante y atrás, respectivamente.

$A_1, A_2, A_3, A_4 \dots$. Son las áreas contenidas entre el diagrama y la compensadora general, que representan los montos del acarreo.

$C_1, C_3, C_5 \dots$. Son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales de corte que serán acarreados hacia atrás. En la ecuación general se presentan por **Cnon**.

$C_2, C_4, C_6 \dots$. Son los coeficientes de variabilidad de los materiales provenientes de corte que serán movidos hacia delante. En la ecuación general se presentan por **Cpar**.

Cat. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica de los materiales del préstamo de atrás.

Cad. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica de los materiales del préstamo de adelante:

Cdd y **Cdt.** Son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales producto de los cortes que ocasionan los desperdicios de adelante y de atrás, respectivamente.

\$A. Es el precio unitario de los acarrees medidos en, $m^3 \alpha$, pues sus distancias se miden en unidades α .

\$B. Es el precio unitario de los acarrees medidos en, $m^3 \beta$, pues sus distancias se miden en unidades β .

\$C. Es el precio unitario de los acarrees medidos en, $m^3 \gamma$, pues sus distancias se miden en unidades γ .

AL. Es el acarreo libre.

1. Compensadora en estudio comprendida entre dos préstamos.

Considérese el diagrama de masas **QT** de la **figura 37**, que comprende una serie de movimientos originados por la compensadora general **AA'**, limitada por dos préstamos. Las aberturas en esa compensadora son las $d_1, d_2, d_3, \dots, d_{10}$.

Si esa compensadora general se mueve hacia abajo a la posición **BB'** mediante un desplazamiento **dV** muy pequeño, se habrá alterado el valor de los movimientos de acarreo y los volúmenes de los préstamos que los limitan también en valores muy pequeños. El volumen del préstamo de atrás se incrementa en

$\frac{dV}{Cat}$; el primer acarreo, cuya abertura es d_1 , en un valor $\frac{dV}{C_1(d_1 - AL)}$; el segundo

movimiento aumenta en un valor igual a $\frac{dV}{C_2(d_2 - AL)}$; el tercer acarreo disminuye

en un valor $\frac{dV}{C_3(d_3 - AL)}$; y así sucesivamente; al final, el volumen del préstamo de

adelante disminuye en una cantidad igual a $\frac{dV}{Cad}$.

Para obtener la variación del costo causada por el cambio de posición de la compensadote, bastará multiplicar los valores parciales anteriores por el precio

unitario de cada préstamo y de cada sobre acarreo, quedando en la forma siguiente:

$$\begin{aligned}
 dC = & \frac{dV}{C_{at}} Pat - \frac{dV(d_1 - AL)}{C_1} \$B + \frac{dV(d_2 - AL)}{C_2} \$C \\
 & - \frac{dV(d_3 - AL)}{C_3} \$B + \frac{dV(d_4 - AL)}{C_4} \$A - \frac{dV(d_5 - AL)}{C_5} \$B \\
 & + \frac{dV(d_6 - AL)}{C_6} \$A - \frac{dV(d_7 - AL)}{C_7} \$C + \frac{dV(d_8 - AL)}{C_8} \$B \\
 & - \frac{dV(d_9 - AL)}{C_9} \$C + \frac{dV(d_{10} - AL)}{C_{10}} \$B - \frac{dV}{C_{ad}} Pad.
 \end{aligned}$$

Dividiendo esta ecuación entre dV y sacando como factores comunes a %A, \$B y %C, se tendrá:

$$\begin{aligned}
 \frac{dC}{dV} = & \frac{Pat}{C_{at}} + \$A \left[\frac{d_4 - AL}{C_4} + \frac{d_6 - AL}{C_6} \right] \\
 & - \$B \left[\frac{d_1 - AL}{C_1} + \frac{d_3 - AL}{C_3} + \frac{d_5 - AL}{C_5} - \frac{d_8 - AL}{C_8} - \frac{d_{10} - AL}{C_{10}} \right] \\
 & + \$C \left[\frac{d_2 - AL}{C_2} - \frac{d_7 - AL}{C_7} - \frac{d_9 - AL}{C_9} \right] - \frac{Pad}{C_{ad}}.
 \end{aligned}$$

Para que este costo se mínimo, que es la condición que se busca, es necesario

que la relación $\frac{dC}{dV}$ del primer miembro sea igual a cero. Por tanto, haciendo operaciones, reduciendo y pasándola primer miembro los valores de los préstamos de atrás y de adelante, se tendrá:

$$\begin{aligned}
 \frac{Pat}{C_{at}} - \frac{Pad}{C_{ad}} = & -\$A \left[\frac{d_4 - AL}{C_4} + \frac{d_6 - AL}{C_6} \right] \\
 & + \$B \left[\frac{d_1 - AL}{C_1} + \frac{d_3 - AL}{C_3} + \frac{d_5 - AL}{C_5} - \frac{d_8 - AL}{C_8} - \frac{d_{10} - AL}{C_{10}} \right] \\
 & - \$C \left[\frac{d_2 - AL}{C_2} - \frac{d_7 - AL}{C_7} - \frac{d_9 - AL}{C_9} \right]
 \end{aligned}$$

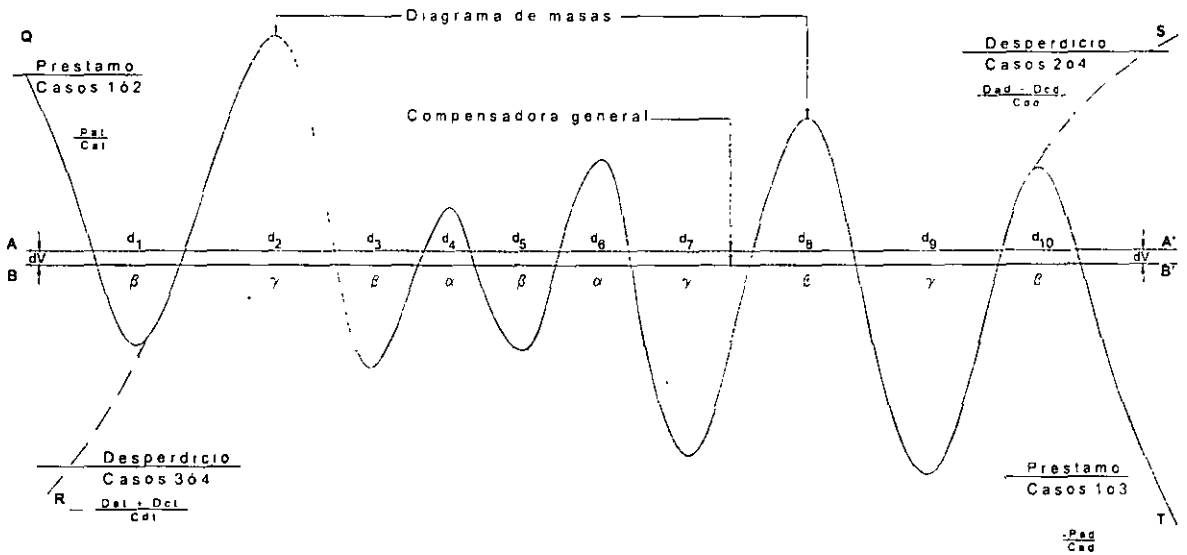
Puede observarse que los términos que contienen las aberturas de la compensadora son positivos para las distancias nones que corresponden a movimientos hacia atrás, en tanto que son negativos para las distancias pares que

pertencen a movimientos hacia delante; por tanto, la ecuación anterior puede escribirse en la forma general siguiente:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) +$$

$$\$B \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) + \$C \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right)$$

Aplicando la ecuación a un caso particular, si el primer miembro resulta positivo y el segundo resulta positivo pero con un valor absoluto menor al primer miembro, habrá que subir la compensadora; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al primero, habrá que bajar la compensadora. En ambos casos el movimiento de la compensadora tenderá a lograr la igualdad dada por la ecuación. Análogamente, si el primer miembro es negativo, habrá que bajar la compensadora cuando el segundo miembro sea positivo, o negativo pero con un valor absoluto superior al del primero, habrá que subirla.



ABERTURAS	EN UNIDADES	PRECIO UNITARIO
d_4 d_6	α en m est	\$ A
d_1 d_3 d_5 d_8 d_{10}	β en m hm.	\$ B
d_2 d_7 d_9	γ en m km	\$ C

FIGURA 37 POSICIÓN ECONÓMICA DE LA COMPENSADORA

2. Compensadora en estudio comprendida entre préstamo y desperdicio.

En la misma **figura 37** considérese ahora el diagrama de masas **QS**, cuya compensadora **AA'** está situada entre un préstamo atrás y un desperdicio adelante; entonces, la ecuación general anterior se cambia a la siguiente:

$$\begin{aligned} \frac{Pat}{Cat} + \frac{Dad - Dcd}{Cdd} &= \$A \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\ + \$B \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\ + \$C \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \end{aligned}$$

En este caso, si el segundo miembro es positivo, o negativo pero con valor absoluto inferior al primer miembro, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro es negativo con un valor absoluto superior al primero, entonces deberá subirse.

3. Compensadora en estudio comprendida entre un desperdicio y un préstamo.

En la misma figura considérese ahora el diagrama de masas **RT**, cuya compensadora **AA'** está situada entre un desperdicio atrás y un préstamo adelante; entonces la ecuación general que se debe satisfacer es la siguiente:

$$\begin{aligned} -\frac{Dat}{Cdt} - \frac{Pad}{Cad} + \frac{Dct}{Cdt} &= \$A \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\ + \$B \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \\ + \$C \left(\sum \frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar - AL}{Cpar} \right) \end{aligned}$$

En este caso, si el segundo miembro es positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al primer miembro, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro es negativo con un valor absoluto superior al del primero, entonces deberá subirse.

4. Compensadora en estudio comprendida entre dos desperdicios.

Finalmente considérese el diagrama de masas **RS**, en el que la compensadora **AA'** está limitada por dos desperdicios; la ecuación general que se debe satisfacer es:

$$\frac{D_{ad} - D_{cd}}{C_{dd}} - \frac{D_{at} - D_{ct}}{C_{dt}} = \$A \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) \\ + \$B \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right) \\ + \$C \left(\sum \frac{D_{non} - AL}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par} - AL}{C_{par}} \right)$$

En este caso, si el primer miembro resulta positivo y el segundo es negativo, o positivo pero con un valor absoluto menor, la compensadora tendrá que subirse; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al del primero, la compensadora habrá que bajarla.

Si el primer miembro es negativo y el segundo resulta positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al primero, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro resulta negativo pero con un valor absoluto mayor que el del primero, la compensadora deberá subirse.

La aplicación práctica de estas cuatro ecuaciones es sencilla; basta medir las aberturas en la unidad correspondiente al sobre acarreo en cada movimiento, restarle el acarreo libre y multiplicarlas por el precio unitario, los productos así obtenidos serán de signo positivo o negativo según correspondan a movimientos hacia atrás o hacia delante y se efectúa la suma algebraica de estos productos; esta suma debe ser igual al primer miembro, si no lo fuere, se moverá la compensadora hasta encontrar esa igualdad.

Así por ejemplo, en el diagrama de masas mostrado en la **figura 38** que se ha dibujado empleando escalas vertical y horizontal 1 cm = 200m³ cúbicos y un centímetro igual a 20 metros, respectivamente, se tiene que la compensadora a que dan lugar los movimientos, se encuentra localizada entre dos prestamos.

Para la determinación económica de la compensadora, se tienen los siguientes datos y especificaciones.

- 1.- Acarreo libre: 20 metros.
- 2.- Sobre acarreos:

Distribución de Centro a Centro de gravedad	Unidad	Aproximación	Precio Unitario \$
De 20 a 120 metros	m ≥ estación	Un decimal	0.20

De 120 a 520 metros	$m \geq hm$		0.50
Mayor de 520 metros	$m \geq hm$		3.30

En todo movimiento solamente se considerará un solo tipo de sobre acarreo, que estará dado por la distancia entre los centros de gravedad de los volúmenes de corte y de terraplén.

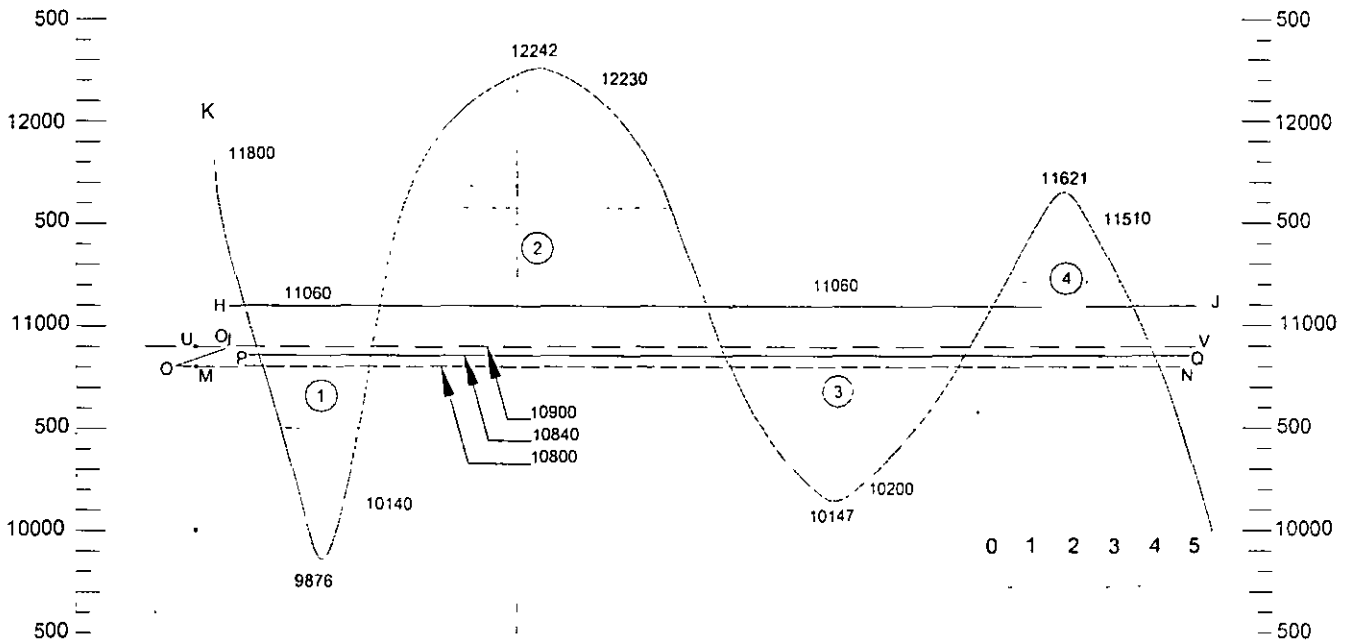


FIGURA 38 UBICACIÓN DE LA COMPENSADORA ECONOMICA

3. Costo total de la formación de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo:

- a) Pat = \$7.30.
- b) Pad = \$7.50.

4. Coeficiente de variabilidad volumétrica tanto para el material de préstamo como para el de corte, igual a 1.00.

Del estudio de los precios unitarios relativos a los tres tipos de sobre acarreo, se deduce que un metro cúbico de material transportado a la distancia máxima de acarreo correspondiente al sobre acarreo expresado en $m \geq \text{estación}$, o ses 120 metros el acarreo libre, tendrá un costo de $5 m \geq \text{estación} \times 0.20 = \1.00 ; si ese mismo volumen se transporta a una distancia ligeramente mayor, 121 metros menos el acarreo libre, su cuantificación se hará en $m \geq hm$ y su costo será de \$0.50; del mismo modo, si un metro cúbico de material se transporta a la distancia

máxima de acarreo de los sobre acarreos expresados en $m \geq hm$, o sea 520 metros menos el acarreo libre, tendrá un costo de $5 m \geq hm \times 0.50 = \2.50 ; en cambio, ese mismo volumen transportado a 521 metros menos el acarreo libre, se medirá en kilómetros y tendrá un costo de $0.50 m \geq hm \times 3.30 = \1.65

Así mismo, un análisis del diagrama de masas permite observar que los acarreos ocasionados por los movimientos N1,3 y 4, necesariamente tienen que expresarse en $m \geq \text{estación}$, pero que el movimiento 2 puede ocasionar un sobre acarreo expresado en $m \geq hm$. Por lo tanto, siendo como se ha visto, más económico el sobre acarreo expresado en $m \geq hm$, convendrá que la compensadora en estudio origine este tipo de sobre acarreo en el movimiento número 2.

Siguiendo este criterio se ha fijado la compensadora de prueba **MN**, que tiene su origen en el eje vertical K y como ordenada la 10800. Para este ejemplo se aplica la ecuación correspondiente al caso en que la compensadora está comprendida entre dos préstamos, pero como se tienen únicamente dos tipos de acarreos, el segundo miembro de la ecuación queda integrado por dos sumandos. Por otra parte, como únicamente existe un movimiento cuyo acarreo se va a expresar en $m \geq hm$ y queda por encima de la compensadora, es decir, su sentido es hacia delante, será par; lo que permite simplificar la ecuación expresándola de la siguiente manera:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$A \left(\sum \frac{D_{non-AL}}{C_{non}} - \sum \frac{D_{par-AL}}{C_{par}} \right) - \$B \left(\sum \frac{D_{par-AL}}{C_{par}} \right)$$

Y substituyendo, se tiene para el primer miembro:

$$\begin{aligned} \frac{Pat}{Cad} &= \$7.30 & \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} &= \$7.30 - \$7.50 \\ \frac{Pad}{Cad} &= \$7.50 & \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} &= -\$0.20 \end{aligned}$$

Y para el segundo miembro:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud De pago	Precio Unitario \$	Importe \$
1	Atrás	$m \geq \text{estación}$	1.7	0.20	0.34
2	Atrás	$m \geq \text{estación}$	4.5	0.20	0.90
3	Adelante	$m \geq hm$	1.6	0.50	0.80
4	Adelante	$m \geq \text{estación}$	3.8	0.20	0.76

Costo total de los movimientos hacia atrás... = \$ 1.24
 Costo total de los movimientos hacia delante = \$ 1.56

Diferencia = - \$ 0.32

Como el valor del primer miembro (-\$ 0.20) es diferente al resultado obtenido (-\$0.32), es necesario mover la compensadora. Ahora bien, como en el segundo miembro la diferencia resulto negativa, es decir, resultó mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia delante, se debe subir la compensadora para alcanzar la igualdad deseada. Por tanto, se probará la compensadora **UV** cuya ordenada tiene un valor de 10900.

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud De pago	Precio Unitario \$	Importe \$
1	Atrás	$m \geq \text{estación}$	2.0	0.20	0.40
2	Atrás	$m \geq \text{estación}$	5.0	0.20	1.00
3	Adelante	$m \geq \text{hm}$	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	$m \geq \text{estación}$	3.2	0.20	0.64

Costo total de los movimientos hacia atrás... = \$ 1.40
 Costo total de los movimientos hacia delante = \$ 1.39
 Diferencia = + \$ 0.01

Ahora es mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia atrás y, por tanto, debe bajarse la compensadora.

La posición correcta de la compensadora se puede obtener en forma aproximada empleando el siguiente procedimiento gráfico: la diferencia con respecto al primer miembro de la ecuación dada por la primera compensadora de prueba, convertida a una distancia, es llamada **MO** a la izquierda de la vertical **K**; el punto de intersección de la recta OO_1 , con el eje vertical **K** dará aproximadamente la ordenada correspondiente a la compensadora buscada.

En el ejemplo que se cita, la intersección indica la posición de la compensadora **PQ** en la ordenada 10840; comprobando la bondad del método se tendrían los siguientes resultados:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud De pago	Precio Unitario \$	Importe \$
1	Atrás	$m \geq \text{estación}$	1.8	0.20	0.36
2	Atrás	$m \geq \text{estación}$	4.6	0.20	0.92
3	Adelante	$m \geq \text{hm}$	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	$m \geq \text{estación}$	3.6	0.20	0.72

Costo total de los movimientos hacia atrás... = \$ 1.28
 Costo total de los movimientos hacia delante = \$ 1.47
 Diferencia = - \$ 0.19

Como el valor del primer miembro (-\$0.20) es prácticamente igual que el resultado obtenido (-\$0.19) se satisface la ecuación, siendo por tanto **PQ** la compensadora económica.

Ahora bien, si la compensadora se hubiera fijado de tal modo que se originaran movimientos expresados en $m \geq \text{estación}$ exclusivamente, su aparente posición económica sería la horizontal **HJ** dada por la ordenada 11060.

La cuantificación y costo de los movimientos de tierra ocasionados por las compensadoras **PQ y HJ** sería:

Movimiento número	Expresado en:	Volumen $m \geq$	Distancia media	Sobre acarreo	Precio Unitario \$	Importe \$
Compensadora PQ.						
1	$m \geq \text{estación}$	700	0.9	630	0.20	125.00
2	$m \geq hm$	1390	1.1	1529	0.50	764.50
3	$m \geq \text{estación}$	640	2.9	1856	0.20	371.20
4	$m \geq \text{estación}$	670	1.7	1139	0.20	227.80
Costo por concepto de Sobre acarreos						1489.50
	Pat $m \geq$	960			7.30	7008.00
	Pad $m \geq$	840			7.50	6300.00
Costo por concepto de prestamos						13308.00
Costo total						14797.5
Compensadora HJ.						
	$m \geq \text{estación}$	920	1.2	1104	0.20	220.80
	$m \geq \text{estación}$	1170	4.8	5616	0.20	1123.20
	$m \geq \text{estación}$	860	3.5	3010	0.20	602.00
	$m \geq \text{estación}$	450	1.1	495	0.20	99.00
Costo por concepto de Sobre acarreos						2045.00
	Pat $m \geq$	740			7.30	5402.00
	Pad $m \geq$	1060			7.50	7950.00
Costo por concepto de prestamos						13352.00
Costo total						15397.00

Comparando los resultados obtenidos en cada caso, se observa que de la diferencia de costos a favor de la compensadora **PQ**, un alto porcentaje está dado por el costo de los sobre acarreos.

D) Posición económica de la compensadora auxiliar

Cuando dentro de un movimiento ocasionado por la compensadora original, existen otros máximos y mínimos **figura 39** que dan lugar a otra serie de

movimientos adicionales, es necesario utilizar una compensadora auxiliar que haga mínimo el costo de los sobre acarrees en esos movimientos.

En el diagrama de masas mostrado en la **figura 39** en el que ya está ubicada la compensadora general **MN**, la compensadora auxiliar **AA'** ha originado los cuatro movimientos siguientes:

bcdef que es hacia atrás y cuya abertura es d_1 .

fgh que es hacia delante y cuya abertura es d_2 .

hijklmn que es hacia atrás y cuya abertura es d_3 y el sobre acarreo **abfhno** que es hacia atrás y cuya abertura es d_4 .

Si se mueve la compensadora auxiliar a la posición **BB'** mediante un desplazamiento dV se tendrá que:

El movimiento **bcdef** disminuyó en el área **bcef**, que es igual a:

$$(d_1 - AL)dV$$

El movimiento **fgh** aumentó en el área **efhi**, que es igual a:

$$(d_2 - AL)dV$$

El movimiento **hijklmn** disminuyó en el área **himn**, que es igual a:

$$(d_3 - AL)dV$$

Y el movimiento **abfhno** aumentó en el área **bcmn**, que es igual a:

$$(d_4 - AL)dV$$

Entonces, el incremento del costo será:

$$dC = -PU_1(d_1 - AL)dV + PU_2(d_2 - AL)dV - PU_3(d_3 - AL)dV + PU_4(d_4 - AL)dV$$

así también:

$$\frac{dC}{dV} = -(d_1 - AL)PU_1 + (d_2 - AL)PU_2 - (d_3 - AL)PU_3 + (d_4 - AL)PU_4$$

en donde PU es el precio unitario de cada sobre acarreo en cada movimiento.

Como la condición de mínimo es que el primer miembro sea cero, la compensadora auxiliar económica debe satisfacer la ecuación general siguiente:

$$PU_1(d_1 - AL) + PU_3(d_3 - AL) = PU_2(d_2 - AL) + PU_4(d_4 - AL)$$

Obviamente, la ecuación anterior puede abreviarse sacando como factor común los precios unitarios iguales, que resulten de longitudes de aberturas semejantes; para el caso en que d_1 , d_2 y d_3 sean aberturas menores que la distancia máxima,

cuyo precio unitario sea $\$A$; en tanto que la abertura d_4 sea mayor que esa distancia máxima, por lo que debe aplicarse en ésta el precio unitario $\$B$, la ecuación general se transforma en la particular siguiente:

$$\$(d_1 - AL_\alpha + d_3 - AL_\alpha) = \$(d_2 - AL_\alpha) + \$(d_4 - AL_\beta)$$

en donde d_1 , d_2 , d_3 y AL_α están medidos con la unidad de longitud α , en tanto que: d_4 y AL_β lo están con las unidades β .

podiera darse el caso de que todas las aberturas fueran del mismo tipo de sobre acarreo, cuyos precios unitarios fueran iguales, esto es, todas menores, iguales o mayores que una distancia máxima determinada; entonces, para este caso, se tiene que:

$$d_4 = d_1 + d_2 + d_3$$

Y de acuerdo con la ecuación general se tendrá:

$$PU(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU(d_2 - AL + d_4 - AL)$$

Substituyendo:

$$PU(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU[d_2 - AL + (d_1 + d_2 + d_3) - AL]$$

$$d_1 + d_3 = d_2 + d_1 + d_2 + d_3$$

$$0 = 2d_2$$

Resultado que indica que el área del movimiento limitado por la abertura d_2 se consideraría dos veces; para evitar esta duplicidad de pago, la compensadora auxiliar económica debe colocarse pasando tangente a los máximos o a los mínimos del diagrama, según sea el sentido del movimiento. Este ejemplo está indicado con la compensadora **PQ**,

Refiriéndose nuevamente a la **figura 39** y considerando que la compensadora auxiliar económica es la **BB'**, quedará la porción del diagrama **ijklm** sin proyecto de movimiento, por lo que requiere también de un compensadora auxiliar. Esta compensadora **RS** pasará por el máximo **k** si las aberturas d_3 , d_z y d_m son de la misma especie, o bien, podrá ser una como **HI**, si aquellas aberturas son de movimientos cuyos precios unitarios sean diferentes.